



UNIVERSITÉ DE
SHERBROOKE

Faculté de génie
Département de génie civil

CONCEPTION, FABRICATION ET ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DE
DALLES DE PONTS EN MATÉRIAUX COMPOSITES DE PRFV SOUS
CHARGES STATIQUES ET CYCLIQUES

Thèse de doctorat en génie
Spécialité : génie civil

René ROY

Sherbrooke (Québec), Canada

Avril 2008

IV-1831
()



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-37993-6

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-37993-6

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

RÉSUMÉ

Un projet de recherche sur le développement de dalles de tablier de pont préfabriquées constituées de matériaux composites à base de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) est réalisé. Le PRFV utilisé est le polypropylène renforcé de fibres de verre, dont le concept vise à exploiter l'excellente durabilité environnementale, le poids léger et l'affinité à la fabrication en grande série. Les dalles conçues sont destinées à remplacer les traverses de bois du tablier d'un type de pont acier/bois largement répandu au Québec. Différentes géométries de dalles sont évaluées par analyse en éléments finis. Selon des exigences de rigidité, de résistance, de fabrication et de quantité minimale de matière, deux de ces géométries ont été construites en prototype couvrant deux portées (L) de 1,45 mètre. Ces prototypes sont constitués de formes structurales en PRFV et remplis de mousse polyuréthane. Les prototypes ont été soumis à des essais de chargement en laboratoire simulant le poids d'un essieu de camion chargé. Un premier prototype a été rompu par chargement statique jusqu'à 778,65 kN au total, soit au-delà de la charge à l'état limite ultime, mais a présenté une rigidité plus faible que nécessaire. Le deuxième prototype s'est avéré plus rigide avec une flèche de $L/195$ à la charge de l'état limite d'utilisation; il a ensuite été soumis à un essai de chargement cyclique de fatigue. Le chargement appliqué consiste en deux forces variant de 15 à 110 kN chacune à une fréquence de 1 Hz pendant deux millions de cycles. La force maximale a ensuite été doublée et la dalle a rompu après 1500 cycles supplémentaires. Les résultats d'essai ont montré que la flèche sur le panneau supérieur des dalles est d'environ 40 % supérieure à la prédiction du modèle d'éléments finis; une représentation infidèle des jonctions entre composantes de PRFV explique en partie cet écart. Le niveau de flèche locale mesuré aux zones de chargement est important par rapport au reste du profil de flèche sur le panneau supérieur de la dalle. L'essai de fatigue indique que la rigidité du prototype chute de façon appréciable lors des 100 000 premiers cycles de fatigue. Une hypothèse pour la cause de cette dégradation peut être la déformation permanente et la décohésion des parois de PRFV de la mousse polyuréthane. La rigidité du prototype se stabilise par après et atteint un plateau avec une augmentation de la flèche de 11,11 % sur deux millions de cycles pour finir à $L/150$.

Au cours de ce projet de recherche, les textes suivants concernant le projet ont été réalisés :

Articles de revue

ROY, R., BENMOKRANE, B. (2008) *Structural performance of thermoplastic composite bridge deck slabs under static and cyclic loads*, ASCE journal of composites for construction (en rédaction).

ROBERT, M., ROY, R., BENMOKRANE, B. (2007) *Environmental effects on glass fiber reinforced polypropylene thermoplastic composite laminate for prefabricated bridge deck*, Composite part B (article soumis).

Article de conférence

ROBERT, M., ROY, R., BENMOKRANE, B. (mai 2007) *Durability of glass fiber reinforced polypropylene thermoplastic laminates subjected to moisture and temperature*, Comptes rendus de la troisième conférence internationale sur la durabilité et les applications des composites en polymères renforcés de fibres (PRF) pour la construction – CDCC 2007, 22-24 mai 2007, Québec, Canada, p. 505-514.

ROY, R.J., ROBERT, M., BENMOKRANE B., DEBAIKY, A.S., BORAZGUI, H. (décembre 2006) *Static and fatigue testing of innovative all-composite bridge slab*, Proceedings of the Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2006), Miami, Floride, États-Unis, p.147-150.

BENMOKRANE, B., DEBAIKY, A., EL-RAGABY, A., ROY, R., EL-GAMAL, S., EL-SALAKAWY, E. (mars 2006) *Laboratory and field performance of FOS sensors in static and dynamic strain monitoring in concrete bridge decks*, Proceedings of SPIE - The International Society for Optical Engineering, vol. 6176, Non-destructive Evaluation and Health Monitoring of Aerospace Materials, Composites, and Civil Infrastructure V.

ROY R.J., DEBAIKY A.S., BORAZGHI H., BENMOKRANE B. (juillet 2005) *Glass fiber reinforced polypropylene bridge deck panel design, fabrication and load testing*, Proceedings of the Third International Conference on Composites in Construction, Lyon, France.

ROY, R.J., DEBAIKY, A.S., BORAZGUI, H., and BENMOKRANE B. (juin 2005) *Glass fibre reinforced polypropylene bridge deck panel Design, fabrication and Load Testing*, Comptes rendus de la 33ème conférence générale annuelle de La société canadienne de génie civil, Toronto, Ontario, Canada.

Rapport technique

BENMOKRANE, B., DEBAIKY, A., ROY, R., ROBERT, M. (mars 2006) *Développement et évaluation structurale de dalles en matériaux composites de PRF pour les ponts acier/bois*, Rapport d'étape 2, présenté au Ministère des Transports du Québec — Direction des structures, Québec, Québec, Canada, 18 p.

DEBAIKY, A., ROY, R., BENMOKRANE, B., BORAZGHI, H. (février 2005) *Development and Testing of Innovative, Environmentally Friendly, FRP Composite Bridge Deck*, Rapport d'étape 1, présenté au Ministère des Transports du Québec — Direction des structures, Québec, Québec, Canada, 22 p.

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie la compagnie *AS composites Inc.*, Hossein Borazghi, Golnaz Shokouhi et les employés, pour leur contribution à ce projet. Un remerciement est également adressé au Ministère des Transports du Québec, Division des structures, pour son soutien et la participation de son équipe dans ce projet. Le Réseau canadien de centres d'excellence sur les innovations en structures avec systèmes de détection intégrés (ISIS Canada) et le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) sont également remerciés pour leur soutien. Le professeur et directeur de thèse Brahim Benmokrane est remercié pour sa confiance, ses conseils et son support au cours de ce projet. Le chercheur postdoctoral Ahmed Debaiky est remercié pour sa collaboration et contribution au projet. Les professeurs Ehab El-Salakawy et Radhouane Masmoudi, ainsi que les chercheurs postdoctoraux Sherif El-Gamal et Usama Ebead sont remerciés pour leurs conseils. L'auteur remercie les membres du groupe de la Chaire de recherche CRSNG sur les matériaux composites novateurs en PRF pour les infrastructures ainsi que le personnel de l'Université de Sherbrooke pour leur aide et collaboration au cours de ce projet.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	MISE EN SITUATION	1
1.2	ÉTATS DES RECHERCHES	3
1.3	OBJECTIFS DE LA PRÉSENTE RECHERCHE.....	4
1.4	ORIGINALITÉ ET IMPACT DE LA RECHERCHE.....	6
1.5	PLANIFICATION DE LA RECHERCHE	6
1.6	ORGANISATION DE LA THÈSE	9
2	DALLES DE TABLIERS DE PONT EN MATÉRIAUX COMPOSITES DE PRF 10	
2.1	NORMALISATION	11
2.2	MATÉRIAUX.....	14
2.3	CONCEPTS DE TABLIER DE PONT EN PRF	16
2.4	TECHNIQUES D'INSTALLATION	33
2.5	DURABILITÉ ENVIRONNEMENTALE	37
2.6	COMMERCIALISATION.....	40
3	REVUE DE LITTÉRATURE : CONCEPTION ET ESSAI DE CHARGEMENT .44	
3.1	CONCEPTION DE DALLE DE TABLIER DE PONT EN PRF	44
3.2	ESSAIS DE CHARGEMENT EN LABORATOIRE	56
4	CONCEPTION ET MODÉLISATION.....80	
4.1	EXIGENCES DE CONCEPTION	80
4.2	MATÉRIAUX.....	83
4.3	GÉOMÉTRIE DE DALLE ET MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS	87
4.3.1	<i>Développement de la géométrie du prototype 1</i>	88
4.3.2	<i>Développement de la géométrie du prototype 2</i>	95
5	ÉTUDE EXPÉRIMENTALE	99
5.1	FABRICATION DE PROTOTYPE.....	99
5.1.1	<i>Fabrication du premier prototype</i>	101
5.1.2	<i>Fabrication du deuxième prototype</i>	107
5.2	CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX CONSTITUANTS	108
5.2.1	<i>Polypropylène renforcé de fibres de verre</i>	108
5.2.1	<i>Mousse polyuréthane</i>	109
5.3	ESSAIS DE CHARGEMENT STATIQUE	110
5.3.1	<i>Montage expérimental</i>	111
5.3.2	<i>Déroulement des essais statiques</i>	116
5.4	ESSAI DE CHARGEMENT CYCLIQUE DE FATIGUE DU PROTOTYPE 2	119
5.4.1	<i>Montage expérimental</i>	120
5.4.2	<i>Déroulement de l'essai cyclique de fatigue</i>	123

6	RÉSULTATS ET ANALYSE	127
6.1	PROPRIÉTÉS MESURÉES DES MATÉRIAUX CONSTITUANTS.....	127
6.1.1	<i>Polypropylène renforcé de fibres de verre</i>	<i>127</i>
6.1.2	<i>Mousse polyuréthane</i>	<i>128</i>
6.2	RÉSULTATS DES ESSAIS DE CHARGEMENT STATIQUE.....	129
6.2.1	<i>Résultats des essais statiques sur le prototype 1</i>	<i>133</i>
6.2.2	<i>Résultats des essais statiques sur le prototype 2</i>	<i>142</i>
6.3	RÉSULTATS DE L'ESSAI DE FATIGUE DU PROTOTYPE 2	148
6.4	RÉSULTATS DES ESSAIS DE CHARGEMENT À LA RUPTURE DES PROTOTYPES	159
6.5	ANALYSE DES RÉSULTATS.....	162
	CONCLUSION	173
	BIBLIOGRAPHIE.....	181
	ANNEXE A PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DES MATÉRIAUX.....	190
A.1	PROPRIÉTÉS DU PRF SELON SAINT-GOBAIN VETROTEX	190
A.2	RÉSULTATS D'ESSAIS SUR LE PRF DU PROTOTYPE 1	193
A.3	RÉSULTATS D'ESSAIS SUR LE PRF DU PROTOTYPE 2	197
A.4	PROPRIÉTÉS DE LA MOUSSE POLYURÉTHANE.....	199
	ANNEXE B SPÉCIFICATIONS DES PROTOTYPES	204
B.1	SPÉCIFICATIONS DU PROTOTYPE 1.....	204
B.2	SPÉCIFICATIONS DU PROTOTYPE 2.....	205
	ANNEXE C RÉSULTATS NUMÉRIQUES	206
C.1	PROTOTYPE 1	206
C.1.1	<i>Position des jauges de mesure</i>	<i>206</i>
C.1.2	<i>Flèche sous chargement.....</i>	<i>209</i>
C.1.3	<i>Déformation sous chargement.....</i>	<i>215</i>
C.2	PROTOTYPE 2.....	235
C.2.1	<i>Position des jauges de mesure</i>	<i>235</i>
C.2.2	<i>Flèche sous chargement.....</i>	<i>238</i>
C.2.3	<i>Déformation sous chargement.....</i>	<i>244</i>
C.2.4	<i>Déformation durant l'essai de fatigue</i>	<i>261</i>
	ANNEXE D MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS.....	265
D.1	PROTOTYPE 1	265
D.2	PROTOTYPE 2.....	267

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Dalles de tablier de pont en matériau composite polymérique préfabriquées prêtes à être installées. Ces dalles comportent une surface de roulement en béton polymère [KSC, 2008].	2
Figure 1.2	Pont acier/bois ciblé pour l'application des dalles de tablier de pont en matériaux composites. La portée transversale de ce modèle de pont est de 1,45 mètre, alors que l'épaisseur totale du tablier, comprenant la surface de roulement, est de 299 mm [MTQ, 2003; ROY, 2003].	4
Figure 2.1	Chargement de camion normalisé par l' <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> (AASHTO). (Source : AASHTO, 2002)	12
Figure 2.2	Exemple d'une dalle de tablier de pont en PRF épaisse. (Source : DELDOT, 2007)	17
Figure 2.3	Agencements de sections pultrudées de différentes géométries : (a) <i>EZSpan</i> © (<i>Atlantic Research</i>); (b) <i>Superdeck</i> © (<i>Creative Pultrusions</i>); (c) <i>DuraSpan</i> © (<i>Martin Marietta Materials</i>); (d) Tubes carrés avec plaques (<i>Strongwell</i>). (Source : BAKIS et coll., 2002)	18
Figure 2.4	Panneau sandwich produit par <i>3TEX Inc.</i> (Source : SOTELINO et coll., 2001)	19
Figure 2.5	Installation et géométrie de la dalle produite par <i>Creative Pultrusions Inc.</i>	20
Figure 2.6	Sections coupées du tablier de <i>Hardcore Composites Inc.</i> (Source : SOTELINO et coll., 2001)	21
Figure 2.7	Aperçu du noyau produit par <i>Kansas Structural Composites Inc.</i> (Source : www.fhwa.dot.gov)	23
Figure 2.8	Installation d'une dalle produite par <i>Kansas Structural Composites Inc.</i>	24
Figure 2.9	Description du concept et exemple de procédure d'installation de la dalle produite par <i>Martin Marietta Composites Inc.</i> (Source : MMC, 2002)	25
Figure 2.10	Pont développé à l'Université du Missouri-Rolla. (Source : KUMAR et coll., 2003)	26
Figure 2.11	Chargement de camion normalisé de type AASHTO H-20. (Source : AASHTO, 2002)	27
Figure 2.12	Dalle évaluée à l'Université Virginia Tech. (Source : HAYES et coll., 2000)	28

Figure 2.13	Géométrie et disposition de la dalle produite par une équipe des universités du Manitoba et de la Caroline du nord. (Source : WILLIAMS et coll., 2003; CROCKER, 2002)	29
Figure 2.14	Dalle réalisée par une équipe de l'Université de l'État de la Caroline du nord et de l'Université de l'État de Californie.	30
Figure 2.15	Géométrie du pont en polypropylène renforcé de verre envisagé par Udin et coll.....	31
Figure 2.16	Essai de chargement sur un plancher d'autobus en polypropylène renforcé de verre [VAIDYA et coll., 2004].	32
Figure 2.17	Connexions de dalle/poutre et dalle/dalle : a) avec boulons (<i>3TEX Inc.</i>); b) avec goujon de cisaillement (<i>Creative Pultrusions Inc.</i>); c) avec goujons de cisaillement (<i>Martin Marietta Composites Inc.</i>); d) joint collé avec bande de recouvrement (<i>Hardcore Composites Inc.</i>); e) joint collé avec géométries complémentaires et goujons (<i>Martin Marietta Composites</i>); f) joint collé avec géométries complémentaires (<i>Creative Pultrusions Inc.</i>).	34
Figure 2.18	Moyens pris pour surélever des dalles de remplacement en PRF. (Source : www.ksci.com)	36
Figure 2.19	Montage en flexion pour l'exposition à des conditions environnementales [HELBLING et coll., 2002].	39
Figure 2.20	Pont <i>Bentley Creek</i> : structure en acier dépouillée et installation des dalles en PRF. (Source : ALAMPALLI et coll., 2001).....	42
Figure 3.1	Géométrie de la dalle en «X» proposée par Henry avec la condition de support double [HENRY, 1985].	46
Figure 3.2	Dalle produite par enroulement filamentaire conçue par Aref et coll. [1996].	48
Figure 3.3	Géométrie des dalles analysées par Gan et coll.: dalles déjà produites (H, T, R4), dalle de référence (S3), dalle avec panneau supérieur épaissi (TT) et dalles avec supports additionnels sur le panneau supérieur (TE, CE).	50
Figure 3.4	Modèle d'éléments finis du concept de pont de Udin [UDIN et coll., 2006]. ..	54
Figure 3.5	Modélisation par éléments finis de la zone de chargement d'une dalle; comparaison des contraintes en direction verticale pour une charge de roue appliquée sur une plaque d'acier ou un pneu [ZHOU, 2002].	54
Figure 3.6	Chargement de camion standard CL-625 du Code canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-00, 2000].	57
Figure 3.7	Dispositifs d'application de charge de roue: a) avec des pneus [ZHOU, 2002]; avec des roues en mouvement [DALY et coll., 2006].	58
Figure 3.8	Montage d'essai de chargement de la dalle de tubes carrés à l'Université Virginia Tech.	59

Figure 3.9	Résultats d'essais de chargement de Hayes et coll. : a) courbes charge/flèche des deux derniers cycles de chargement; b) mode de rupture [HAYES et coll., 2000].....	60
Figure 3.10	Montage d'essai de chargement sur la dalle de <i>Martin Marietta Composites Inc.</i> à l'Université du Delaware [BUSEL et coll., 2000].....	62
Figure 3.11	Montage expérimental utilisé par Burgueno et coll. pour évaluer le comportement structural d'un pont comprenant un tablier en PRF [BURGUENO et coll., 2001].....	63
Figure 3.12	Montage expérimental pour les essais de chargement de Cheng et coll [Cheng et coll., 2006].	64
Figure 3.13	Détails des essais de Cheng et coll.: a) vue générale du montage d'essai; b) historique de chargement cyclique; c) position des capteurs sur la surface inférieure de la dalle [CHENG et coll., 2006].	66
Figure 3.14	Montage d'essai de chargement de la dalle de <i>Creative Pultrusions Inc.</i> [HOWDYSHELL et coll., 1998].	67
Figure 3.15	Position des instruments de mesure sur la dalle de <i>Creative Pultrusions Inc.</i> [HOWDYSHELL et coll., 1998].	68
Figure 3.16	Évolution de la flèche de la dalle de <i>Creative Pultrusion Inc.</i> pendant un essai de chargement en fatigue de deux millions de cycles [HOWDYSHELL et coll., 1998].	69
Figure 3.17	Modes de rupture en chargement statique de la dalle de <i>Creatrive Pultrusions Inc.</i> conditionnée en fatigue [HOWDYSHELL et coll., 1998].	70
Figure 3.18	Essai de chargement de la dalle produite par <i>Kansas Structural Composites Inc.</i> [NYSTROM et coll., 2002].	71
Figure 3.19	Modes de rupture du tablier produit par <i>Kansas Structural Composites Inc.</i> : spécimens 1 a) rupture du joint d'adhésion entre le panneau inférieur et le noyau, b) flambage vertical du noyau; spécimen 2 c) décohésion des composantes du noyau; d) détachement complet des composantes du noyau [NYSTROM et coll., 2002].....	72
Figure 3.20	Composantes déformées lors d'un essai de chargement du pont de tubes carrés réalisé à l'Université du Missouri-Rolla [KUMAR et coll., 2004].	73
Figure 3.21	Essai de chargement de la dalle développée à l'Université du Manitoba: a) installation de capteurs à fibre optique [CROCKER, 2002]; b) dalle-prototype dans le montage de chargement [SHEHATA et coll., 2007].	74
Figure 3.22	Chargement d'un module de dalle de tubes carrés <i>Strongwell</i> à l'Université Virginia Tech : a) au centre; b) sur le bord [TEMELES, 2001].	75
Figure 3.23	Montage d'essai de chargement en torsion de Prachasaree [PRACHASAREE et coll., 2006].	76

Figure 3.24	Essai de flexion en quatre points d'un spécimen de poutre d'acier de pont avec une largeur de dalle de <i>Martin Marietta Composites Inc.</i> jointe par de l'adhésif [KELLER et coll., 2005].....	77
Figure 3.25	Vérification du comportement d'une dalle en PRF face à un gradient thermique [LAOSIRIPHONG et coll., 2006].	78
Figure 4.1	Plan d'un pont acier/bois [MTQ, 2003].	82
Figure 4.2	Schéma de chargement simplifié de la dalle-prototype.	83
Figure 4.3	Tissu Twintex © à l'état initial.	84
Figure 4.4	Géométries structurales du prototype 1 considérées pour l'analyse par éléments finis.	89
Figure 4.5	Détails du modèle de la dalle utilisé dans l'analyse par éléments finis (les dimensions des surfaces de chargement sont de 125 mm par 600 mm).	90
Figure 4.6	Modèle de dalle dans SAP2000 © : représentation de la flèche sous chargement.	91
Figure 4.7	Résultats numériques de flèche pour la géométrie <i>Diamond</i> selon la position dans la direction transversale (équivalent à la direction de la circulation sur le pont).	93
Figure 4.8	Géométrie retenue pour la première dalle-prototype.	95
Figure 4.9	Géométries structurales du prototype 2 considérées pour l'analyse par éléments finis.	96
Figure 4.10	Modèle d'éléments finis pour le développement de la géométrie du prototype 2.	97
Figure 4.11	Géométrie retenue pour la deuxième dalle-prototype.....	98
Figure 5.1	Détails du procédé de moulage sous vide au four pour la fabrication de composantes de PRF.....	100
Figure 5.2	Joints centraux des quartiers de panneaux profilés.....	102
Figure 5.3	Étape de mise en place des boulons d'une étape d'assemblage à venir.....	103
Figure 5.4	Panneaux profilés avec les surfaces de joint enduites d'adhésif et des planches de bois pour retenir les boulons lors de l'étape suivante.....	103
Figure 5.5	Étape intermédiaire de la fabrication du prototype 1.....	104
Figure 5.6	Prototype 1 une fois tous les composantes de PRF assemblées.	105
Figure 5.7	Prototype 1 en place pour l'introduction de la mousse polyuréthane.	106
Figure 5.8	Blocage de l'extrémité ouverte lors de l'expansion de la mousse polyuréthane.....	107

Figure 5.9	Deuxième dalle-prototype lors de la fabrication.....	108
Figure 5.10	Montage expérimental des essais de caractérisation mécanique du PRFV : (a) essai de traction; (b) essai de compression.....	109
Figure 5.11	Appareils d'essai pour l'évaluation des propriétés en compression de la mousse polyuréthane.....	110
Figure 5.12	Assemblage de poutres de support pour asseoir la dalle (configuration prototype 1 montrée).....	112
Figure 5.13	Schéma du montage expérimental pour les essais de chargement statique.	113
Figure 5.14	Dalles-prototype installées dans leur montage de chargement statique.	113
Figure 5.15	Première dalle-prototype dans le montage de chargement statique avec les capteurs de déplacement LVDT.	114
Figure 5.16	Détails du montage d'essai de chargement statique : planches de contreplaqué aux appuis pour le prototype 1 et troisième grande poutre en H pour le prototype 2.	115
Figure 5.17	Défaut sur le panneau supérieur du prototype 1.	116
Figure 5.18	Rampes de chargement appliquées sur le prototype 1 lors des essais de chargement statiques.....	117
Figure 5.19	Rampes de chargement appliquées sur le prototype 2 lors des essais de chargement statiques. Les taux d'avance des vérins ont été de 0,5 mm/min. pour le chargement 1 et de 1 mm/min. pour le chargement 2.	119
Figure 5.20	Montage expérimental utilisé pour réaliser les essais de fatigue.....	121
Figure 5.21	Configuration adoptée aux zones de chargement pour l'essai cyclique de fatigue.	122
Figure 5.22	Trois capteurs à fibre optique à côté d'une jauge électrique de déformation sur la deuxième dalle-prototype.....	123
Figure 5.23	Planification du chargement cyclique sur le deuxième prototype.	124
Figure 6.1	Exemple de souplesse initiale d'une courbe charge/flèche à partir des données brutes.....	130
Figure 6.2	Droite des moindres carrés prise sur la portion linéaire d'une courbe charge/flèche.....	132
Figure 6.3	Exemple de conditionnement des données de flèche.....	133
Figure 6.4	Courbes charge/flèche du prototype 1 enregistrées par le LVDT 8.	134
Figure 6.5	Position des capteurs LVDT sur le prototype 1.....	135
Figure 6.6	Résultats de flèche conditionnés du capteur LVDT 11.	136
Figure 6.7	Profil de flèche du prototype 1 sous le chargement de service.....	138

Figure 6.8	Déformation longitudinale du PRF sur le panneau inférieur de la portée sud du prototype 1.....	140
Figure 6.9	Profil de la déformation latérale du panneau supérieur du prototype 1 par éléments finis.	142
Figure 6.10	Position des capteurs LVDT sur le prototype 2.	143
Figure 6.11	Profil de flèche du prototype 2 sous la charge de service.....	144
Figure 6.12	Déformation du PRF dans la direction longitudinale sur le panneau inférieur du prototype 2.	146
Figure 6.13	Comparaison de la flèche des prototypes 1 et 2.....	148
Figure 6.14	Évolution de la flèche lors du chargement cyclique (LVDT 4).....	149
Figure 6.15	Pentes des courbes charge/flèche du LVDT 4 au cours de l'essai de fatigue.	150
Figure 6.16	Pentes des courbes charge/flèche du LVDT 5 au cours de l'essai de fatigue.	151
Figure 6.17	Évolution de la mesure de déformation lors du chargement cyclique (jauge 33).	152
Figure 6.18	Évolution de la mesure de déformation à la charge de service pendant l'essai de fatigue.	152
Figure 6.19	Variation de la mesure de déformation sur le prototype 2 après deux millions de cycles.....	153
Figure 6.20	Déformation sur le PRF durant l'essai de fatigue (jauge 31).	154
Figure 6.21	Déformation sur le PRF durant l'essai de fatigue (jauge 26).	155
Figure 6.22	Comparaison de la mesure de déformation d'un capteur à fibre optique à réseau Bragg (FOS) et d'une jauge électrique de déformation (ESG) lors de l'essai de fatigue.....	156
Figure 6.23	Rupture de boulon durant l'essai de fatigue.....	157
Figure 6.24	Progression d'une fissure sur la portée sud durant l'essai de fatigue.	157
Figure 6.25	Décohésion de la mousse polyuréthane aux parois des sections en «C» au milieu de l'extrémité sud pendant l'essai de fatigue.....	158
Figure 6.26	Portée sud poinçonnée au terme de l'essai de fatigue.	158
Figure 6.27	Résultats du chargement à la rupture du prototype 1.....	159
Figure 6.28	Chargement de rupture du prototype 1.	160
Figure 6.29	Mesures de déformation lors du chargement à la rupture du prototype 2.	161
Figure 6.30	Chargement de rupture de la portée nord du prototype 2.	161

Figure 6.31	Amplitude de la contrainte (σ_{VMS}) sur le panneau supérieur du prototype 2 près de la surface de chargement (rectangle blanc) à la charge de service selon le modèle d'éléments finis.....	163
Figure 6.32	Position de la contrainte maximale sur le panneau inférieur du prototype 2 d'après le modèle d'éléments finis : (a) tension maximale en direction 1; (b) tension maximale en direction 2.	165
Figure 6.33	Position de la contrainte maximale sur le panneau inférieur du prototype 2 d'après le modèle d'éléments finis : (a) compression maximale en direction 1; (b) compression maximale en direction 2.	166
Figure 6.34	Position de la contrainte maximale sur le panneau supérieur du prototype 2 d'après le modèle d'éléments finis : (a) tension maximale en direction 1; (b) tension maximale en direction 2.	167
Figure 6.35	Position de la contrainte maximale sur le panneau supérieur du prototype 2 d'après le modèle d'éléments finis : (a) compression maximale en direction 1; (b) compression maximale en direction 2.	168
Figure 6.36	Contrainte en compression verticale (S_{33}) sous la surface de chargement nord du prototype 2 selon le modèle d'éléments finis.....	169
Figure 6.37	Résultats d'éléments finis de flèche du prototype 2 sur une ligne transversale sur le panneau supérieur au milieu d'une zone de chargement. .	171
Figure 7.1	Site du projet pilote de pont expérimental sur le terrain d'une station d'approvisionnement des camions du Ministère des Transports du Québec à Sherbrooke.	178
Figure 7.2	Structure d'acier du pont expérimental pour le projet pilote.....	179
Figure 7.3	Plan du pont expérimental avec la position des six dalles en PRFV.	180

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 2.1	MODULE DE RIGIDITÉ (E) DU PRF DE DALLES DE TABLIER DE PONT EN PRF.	16
TABLEAU 2.2	COMPARAISON DES COÛTS D'UN PONT TRADITIONNEL ET EN PRF.	41
TABLEAU 3.1	RÉSULTATS NUMÉRIQUES NORMALISÉS DE GAN ET COLL. [1999].....	51
TABLEAU 3.2	ÉPAISSEUR DE DALLES EN PRF DÉJÀ CONÇUES.....	55
TABLEAU 4.1	PROPRIÉTÉS D'UN LAMINÉ DE TWINTEx © SELON SAINT-GOBAIN VETROTEX [TWINTEx, 2007].	85
TABLEAU 4.2	RÉSULTATS NUMÉRIQUES SOUS CHARGE MÉCANIQUE DU PROTOTYPE 1.	92
TABLEAU 5.1	PARAMÈTRES DU CONTRÔLEUR PROPORTIONNEL/INTÉGRAL/DÉRIVÉ (PID) UTILISÉS POUR L'ESSAI DE FATIGUE.	125
TABLEAU 5.2	ÉVÉNEMENTS ET DOMMAGES OBSERVÉS PENDANT L'ESSAI DE FATIGUE.	126
TABLEAU 6.1	PROPRIÉTÉS DU PRF MESURÉES À PARTIR DE SPÉCIMENS DU PROTOTYPE 1.....	127
TABLEAU 6.2	PROPRIÉTÉS DU PRF MESURÉES À PARTIR DE SPÉCIMENS DU PROTOTYPE 2.....	128
TABLEAU 6.3	PROPRIÉTÉS MESURÉES DE LA MOUSSE POLYURÉTHANE.	129
TABLEAU 6.4	RÉSULTATS DE FLÈCHE DU PROTOTYPE 1 À LA CHARGE DE SERVICE.	135
TABLEAU 6.5	RÉSULTATS DE DÉFORMATION À L'INTÉRIEUR DU PROTOTYPE 1.	139
TABLEAU 6.6	RÉSULTATS DE DÉFORMATION SUR LE PANNEAU INFÉRIEUR DU PROTOTYPE 1.....	140
TABLEAU 6.7	RÉSULTATS DE DÉFORMATION SUR LE PANNEAU SUPÉRIEUR DU PROTOTYPE 1.....	141

TABLEAU 6.8	RÉSULTATS DE FLÈCHE DU PROTOTYPE 2 AU CHARGEMENT DE SERVICE.....	143
TABLEAU 6.9	RÉSULTATS DE DÉFORMATION À L'INTÉRIEUR DU PROTOTYPE 2.	145
TABLEAU 6.10	RÉSULTATS DE DÉFORMATION SUR LE PANNEAU INFÉRIEUR DU PROTOTYPE 2.....	146
TABLEAU 6.11	RÉSULTATS DE DÉFORMATION SUR LE PANNEAU SUPÉRIEUR DU PROTOTYPE 2.....	147
TABLEAU 6.12	RÉSULTATS D'ESSAIS DE FATIGUE: AUGMENTATION DE LA FLÈCHE.	150
TABLEAU 6.13	TENDANCE EN FATIGUE DE LA DÉFORMATION DU PRF.....	155
TABLEAU 6.14	VALEURS MAXIMALES DES DÉFORMATIONS À LA CHARGE DE SERVICE SUR LE PROTOTYPE 2 D'APRÈS LE MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS.	164
TABLEAU 6.15	EFFET DE MODIFICATIONS SUR LA RIGIDITÉ DU PROTOTYPE 2 SELON L'ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS.....	170

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Mise en situation

Le *Federal Highway Administration* des États-Unis estimait en 2002 que près de 30 % des 588 288 ponts aux États-Unis ont soit une structure déficiente ou bien leur capacité est désuète [BUSEL, 2002]. Au Québec, le rapport de la vérificatrice générale en 2003 a également relevé que plus de 64 % des ponts du réseau routier québécois requièrent des réparations [LEDEVOIR, 2003]. Les tabliers de ponts en béton armé sont parmi les structures les plus exposées aux conditions favorisant la corrosion de l'armature entraînant ainsi l'éclatement de béton. La corrosion des armatures d'acier des tabliers de ponts combinée à l'augmentation non prévue des charges dues au trafic a accéléré leur mise hors service. Les propriétaires de ces ponts font donc face à des projets de réhabilitation ou de reconstruction. L'utilisation des polymères renforcés de fibres (PRF) pour la fabrication de ces ponts est une option pour ces projets. Les matériaux composites se sont avérés comme une solution avantageuse pour parer à ces problèmes pour des travaux de renforcement ou de remplacement. En plus de leur résistance à la corrosion, les matériaux composites présentent d'autres avantages par rapport à l'armature traditionnelle en acier en termes de légèreté, haute résistance et de facilité d'installation. À cet effet, des tabliers de ponts réalisés entièrement en matériaux composites ont été introduits pour remplacer les tabliers traditionnels afin de réduire les charges permanentes et allonger leur durée de vie. Les premiers ponts routiers en PRF furent réalisés vers 1982 en Bulgarie et en Chine [MUFTI et coll., 1991]. Des recherches ont eu lieu dans ce domaine à partir du début des années 1980 dans diverses universités américaines et au laboratoire des structures du *Federal Highway Administration* des États-Unis [ZUREICK et coll., 1995]. La motivation de ces recherches à l'époque était principalement le développement d'un tablier de pont plus léger pour remplacer celui de ponts ayant une structure déficiente. C'est dans la deuxième moitié des années 1990 que des ponts routiers en PRF ont commencé à être réalisés en Amérique du Nord [NYSTROM et coll.,

2002]. Les composantes de pont en PRF, notamment les tabliers, sont aujourd'hui en développement et les avantages envisagés comparés aux matériaux traditionnellement utilisés sont entre autres une meilleure résistance à la corrosion, une durée de vie plus longue, un poids plus léger et un entretien moins exigeant. La construction de ponts avec un tablier en PRF s'avère également plus facile, interrompt moins la circulation et requiert de l'équipement de construction moins imposant. Les dalles de tablier pont en PRF peuvent également être construites en usine, favorisant un meilleur contrôle de la qualité (Figure 1.1).

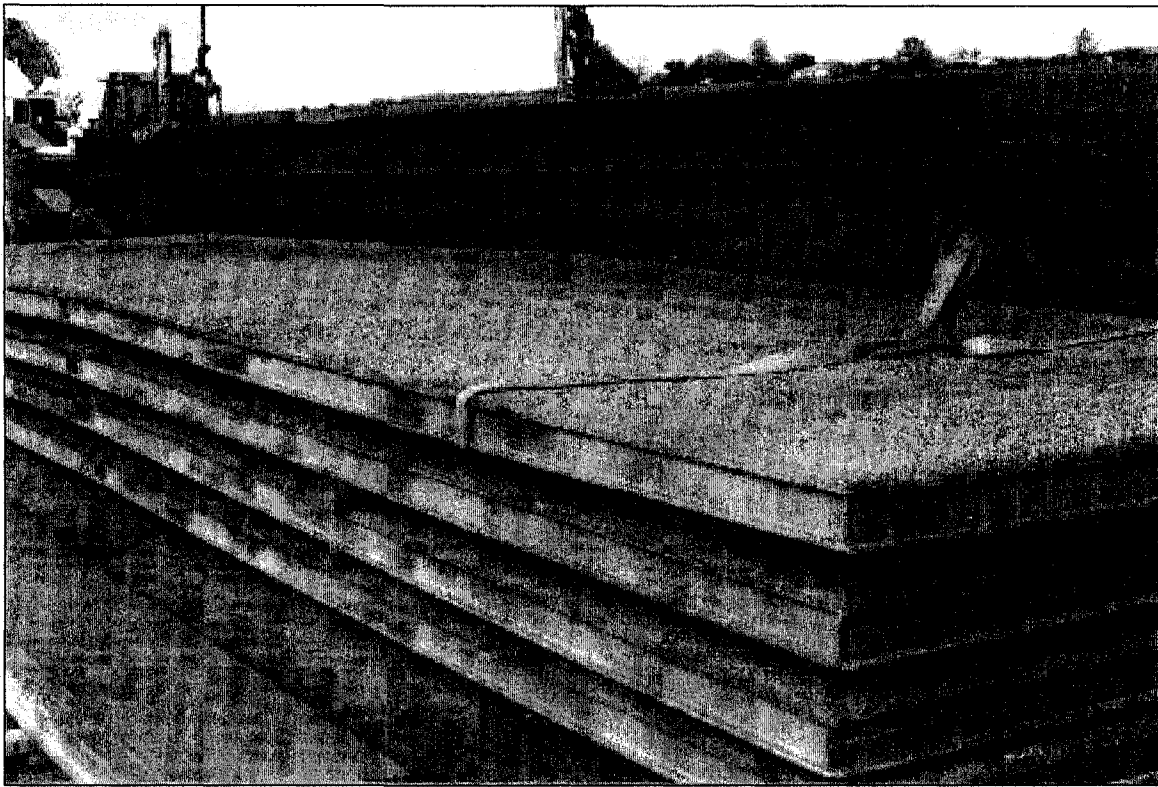


Figure 1.1 Dalles de tablier de pont en matériau composite polymérique préfabriquées prêtes à être installées. Ces dalles comportent une surface de roulement en béton polymère [KSC, 2008].

Le présent ouvrage décrit un projet de recherche qui vise la conception et l'évaluation sous chargement de dalles de tablier de ponts préfabriquées constituées de panneaux sandwich en matériaux composites en PRF. La dalle proposée sera principalement conçue et évaluée en termes de résistance mécanique, en charge statique et cyclique de fatigue. Ce projet est réalisé par une collaboration de la chaire de recherche CRSNG industrie de l'Université de Sherbrooke sur les matériaux composites novateurs en polymères renforcés de fibres (PRF)

pour les infrastructures, la compagnie *A.S. Composites Inc.* (www.ascomposite.com) de Montréal et le Ministère des Transports du Québec — Direction des structures.

1.2 États des recherches

Des essais de chargement en laboratoire ont été réalisés sur plusieurs concepts de pont en PRF. Des entreprises ont développé des produits à maturité jusqu'à la commercialisation. En effet, plusieurs tabliers de pont en PRF ont été installés sur le terrain, notamment aux États-Unis. Ces produits étaient toutefois encore à divers stades de développement, notamment quant aux techniques de raccordement du tablier sur une structure de pont existante et à l'intégration de dispositifs de sécurité. Une préoccupation majeure qui touche l'ensemble des entreprises impliqué et qui influence la percée de ce type de produit est la performance économique relative de ce concept de tablier. En effet, sur la base du coût de cycle de vie, qui tient compte de la durée de vie prévue plus élevée de ces tabliers par rapport aux constructions traditionnelles, le coût initial plus élevé des tabliers en PRF disponibles les rends moins avantageux économiquement que les tabliers traditionnels tels en béton armé. Seules les applications qui prennent avantage de la légèreté des tabliers en PRF, tels les ponts ayant des structures détériorées et les ponts basculants, se sont avérées prometteuses sur le plan économique. Il y a donc un intérêt de produire un tablier en PRF à faible coût qui a une durée de vie prolongée. Il est admis que l'atteinte de cet objectif rendra le concept de tablier de pont en PRF une option rentable pour un large éventail d'applications comparativement aux autres options disponibles.

1.3 Objectifs de la présente recherche

L'activité de recherche vise la conception et l'évaluation sous chargement d'une dalle de tablier de pont en matériau composite. L'application cible pour cette dalle novatrice est le remplacement d'un tablier constitué de traverses de bois alternées. Ce type de tablier est présent sur des ponts acier/bois au Québec (Figure 1.2). Les améliorations souhaitées sont entre autres la réduction de la fréquence de remplacement du tablier et une meilleure protection de la structure en acier face à la dégradation environnementale. Les dalles de remplacement proposées seront conçues et évaluées en termes de résistance au chargement statique et cyclique de fatigue.

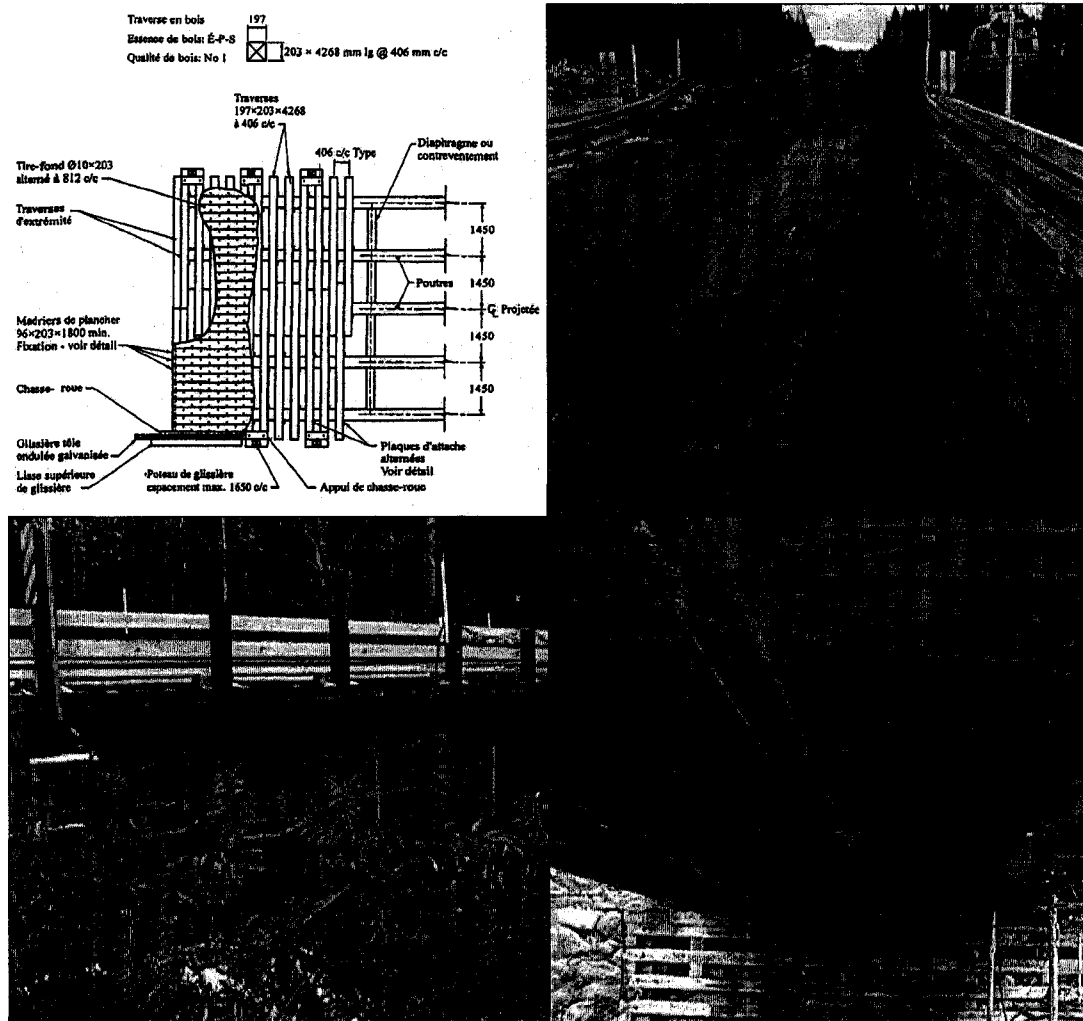


Figure 1.2 Pont acier/bois ciblé pour l'application des dalles de tablier de pont en matériaux composites. La portée transversale de ce modèle de pont est de 1,45 mètre, alors que l'épaisseur totale du tablier, comprenant la surface de roulement, est de 299 mm [MTQ, 2003; ROY, 2003].

Voici les principaux objectifs du projet :

- Dresser un état des systèmes de tabliers en PRF existant sur le marché ainsi que leurs propriétés physiques et détails techniques;
- Examiner les travaux de recherche effectués sur les tabliers en PRF;
- Exploiter les recommandations des travaux antérieurs pour des fins de design et d'essais en laboratoire;
- Concevoir, de façon optimisée, une dalle de tablier de pont en PRF pour répondre aux exigences de conception établis, notamment en terme de flèche maximale admissible et de contrainte maximale admissible;
- Contribuer au développement de méthodes de fabrication efficaces pour la dalle conçue;
- Caractériser le comportement de résistance mécanique, en charge statique et cyclique de fatigue, de la dalle réalisée;
- Émettre des recommandations pour l'implémentation sur le terrain de telles dalles.

Ce programme de recherche vise aussi à favoriser l'acceptation de ce produit par les autorités et la confiance des clients propriétaires de ponts en cette dalle novatrice.

1.4 Originalité et impact de la recherche

Le matériau utilisé pour la construction de la dalle, le polypropylène renforcé de fibres de verre, n'a jamais, à la lecture de la littérature, été utilisé pour la fabrication de tablier de pont routier. La matrice de ce composite, le polypropylène, fait partie de la famille des thermoplastiques. Les thermoplastiques présentent un ensemble de propriétés qui leur sont propres, tels leur comportement au formage et leur capacité d'être recyclé, et dans le cas du polypropylène, des propriétés de résistance environnementale remarquable. Ce projet permettra également d'enrichir l'expérience au Québec avec les dalles de tablier de pont en PRF. Cette recherche permettra aux acteurs impliqués dans les structures de ponts au Québec de se familiariser avec les caractéristiques et avantages de ce nouveau type de produit.

1.5 Planification de la recherche

Le projet de recherche comporte des étapes de collecte d'information, d'analyse et de conception, d'essais expérimentaux et d'analyse des résultats, et mène à la formulation de recommandations. Voici ci-dessous les principales étapes de la présente recherche.

Collecte d'information

- Analyse de systèmes existants : connaître les solutions choisies par des fabricants de dalles de tablier de pont en PRF, connaître le marché de ce produit.
- Recherche bibliographique : connaître la recherche et le développement accompli sur les dalles de tablier de pont en PRF, prendre connaissance des préoccupations des chercheurs sur le sujet, connaître les moyens pris pour développer et étudier les dalles.

- Recueil de normes : connaître les normes en vigueur au Canada et à l'international qui s'appliquent aux dalles de tablier de pont, connaître les travaux en cours pour l'établissement de normes.

Conception préliminaire

- Choix du style de construction : en accord avec le partenaire industriel, évaluer les avantages et inconvénients des différentes solutions de concept notamment selon des aspects de faisabilité et d'économie.
- Choix des matériaux à utiliser : en accord avec le partenaire industriel, choisir les matériaux à utiliser et en connaître les principales propriétés et variantes.

Modélisation

- Analyse numérique : modéliser et analyser par éléments finis différentes configurations et géométries de dalles. Les charges appliquées sont selon les normes alors que les dimensions totales et conditions de support sont selon l'application.
- Optimisation : vérifier les contraintes et déformations et optimiser la géométrie et les épaisseurs des composantes structurales.

Sélection de concepts et fabrication de prototypes

- Choix d'une géométrie : en accord avec le partenaire industriel, choisir une ou plusieurs géométries de dalles qui seront fabriquées en prototype et évaluées en laboratoire.
- Devis de fabrication : soumettre des plans au partenaire industriel pour la fabrication de dalles-prototype.
- Fabriquer des dalles-prototype à l'atelier du partenaire industriel. Installer des jauges de déformation sur les dalles.

Essais de chargement

- Montage expérimental : installer des dalles sur un montage de poutres en dessous de vérins hydrauliques au laboratoire de structure du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke en vue d'essais de chargement. Installer des capteurs de déplacement (LVDT) et raccorder ces capteurs et les jauges de déformation à un système d'acquisition de données.
- Essais : faire des essais de chargement statique et cyclique de fatigue. Recueillir des données de déplacements et de déformations.

Analyse de données et recommandations

- Comportement des dalles : comparer les résultats des essais de chargement avec ceux issus de l'analyse par éléments finis et ceux disponibles dans la littérature.
- Donner des recommandations pour l'amélioration du concept.

1.6 Organisation de la thèse

Le concept de tablier de pont en matériau composite polymérique est d'abord présenté en détail au chapitre 2. Une revue de littérature sur les recherches réalisées sur la conception et le chargement mécanique en laboratoire de dalles en PRF est ensuite présentée au chapitre 3. La démarche de conception et de modélisation des dalles de ce projet est décrite au chapitre 4. La fabrication de prototypes est ensuite détaillée au chapitre 5. La description des essais de chargement en laboratoire menés sur ces prototypes, les résultats obtenus ainsi que leur analyse sont présents au chapitre 6. Finalement, des conclusions sur le présent projet et des recommandations sont émises au chapitre 7. Les annexes contiennent des détails sur les propriétés des matériaux utilisés, des dessins détaillés des prototypes, la position des jauges de mesures, des graphiques pour l'ensemble des résultats expérimentaux ainsi que des détails du modèle d'éléments finis.

CHAPITRE 2

DALLES DE TABLIERS DE PONT EN MATÉRIAUX COMPOSITES DE PRF

Les premiers ponts constitués de polymère renforcé de fibres (FRF) relatés dans la littérature ont été réalisés vers 1982 en Chine et en Bulgarie [MUFTI et coll., 1991]. Le pont *Miyun* en Chine, avec une portée simple de 20,4 mètres, avait été fabriqué par moulage contact par vingt-cinq travailleurs en moins de deux mois. Ce pont a cependant été démoli et remplacé récemment à cause du développement de déformations permanentes trop importantes [FENG, 2007]. Aux États-Unis, les dalles de tabliers de pont en PRF ont connu un fort développement au courant des années 1990. En effet, une centaine d'installations ont été réalisées, tant pour des projets de recherche et développement que des applications commerciales [BUSEL et coll., 2000]. Un des avantages marqués des dalles en PRF est que leur poids représente typiquement seulement 20 % de celui d'une dalle en béton armé. Si un tablier en béton armé est remplacé par des dalles en PRF la charge structurale est réduite et la capacité du pont peut être augmentée, en terme de charge admissible et même possiblement quant au nombre de voies de circulation. Cette légèreté est également propice à l'utilisation pour les ponts basculants. Les forces d'inertie pendant un tremblement de terre s'en trouvent également réduites avec une structure plus légère [AREF et coll., 1996]. Les dalles en PRF sont typiquement préfabriquées, ce qui facilite leur installation, diminue le temps de construction et peut limiter le temps de détournement de la circulation. Les dalles complètement constituées de PRF éliminent les mécanismes de dégradation rencontrés pour l'armature en acier (corrosion, éclatement du béton) ou les composantes en bois (effritement, effet de l'humidité et de contaminants). La durée de vie recherchée pour les dalles en PRF va jusqu'à 75 ans, quoique cette performance n'ait pas encore été validée en pratique. Cette section comprend une description des principales dalles de tabliers de pont en PRF présentement en développement ou commercialisés. Des détails sur la normalisation en vigueur, les matériaux utilisés, les concepts, géométries et méthodes de fabrication des dalles, les méthodes d'installation, les caractéristiques de durabilité ainsi que la commercialisation sont présentées.

2.1 Normalisation

Les ponts en PRF aux États-unis sont généralement conçus pour répondre aux spécifications émises par l'organisme *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) [AASHTO, 2002]. L'approche de conception d'état limite (*limit state design*) est privilégiée, les états limites de chargement ultime et de service sont principalement considérés. L'objectif de la conception d'état limite est de faire en sorte que les probabilités soient faibles que les états limites soient atteints au cours de la vie de la structure. Pour établir ces probabilités, les incertitudes sur les propriétés des matériaux, l'analyse structurale, les chargements et la durabilité des matériaux entre autres doivent être quantifiées et comprises [HEAD, 1992]. L'exigence de conception limitative est le plus souvent la flèche maximale du pont face au chargement nominal spécifié, comme le chargement HS25 par exemple. Des chercheurs ont considéré le chargement plus sévère HS30 en prévoyant qu'il soit l'exigence réglementaire dans le futur [WILLIAMS et coll., 2003] (Figure 2.1). Le respect d'une limite sur la flèche permet d'assurer le confort des usagers, de limiter l'amplitude des vibrations du pont et d'assurer la durabilité de la surface d'usure du pont. La flèche maximale autorisée des poutres du pont est généralement $L/800$ où L est la distance entre supports. Cette limite est spécifiée principalement pour limiter l'amplitude vibratoire de la structure du pont. Pour le tablier de pont seul, la limite de $L/360$ est considérée par plusieurs comme raisonnable et suffisante pour assurer la durabilité de la surface d'usure du tablier [WILLIAMS et coll., 2003]. En comparaison, Williams et coll. indiquent que des tabliers en traverses de bois respectent une limite de $L/425$ pour éviter de fissurer leur surface de roulement. Keller considère une limite de $L/300$ comme acceptable pour l'état de service pourvu que l'adhérence de la surface de roulement au tablier soit assurée; cette limite de $L/300$ est également applicable aux tabliers de type plaque d'acier orthotropiques [KELLER, 2007; BAKIS et coll., 2002]. Les limites de flèche du Code de l'AASHTO sont suggérées comme optionnelles, et par exemple la rigidité de tabliers en béton armé est établie de façon indirecte par une spécification de leur épaisseur [BAKIS et coll., 2002].

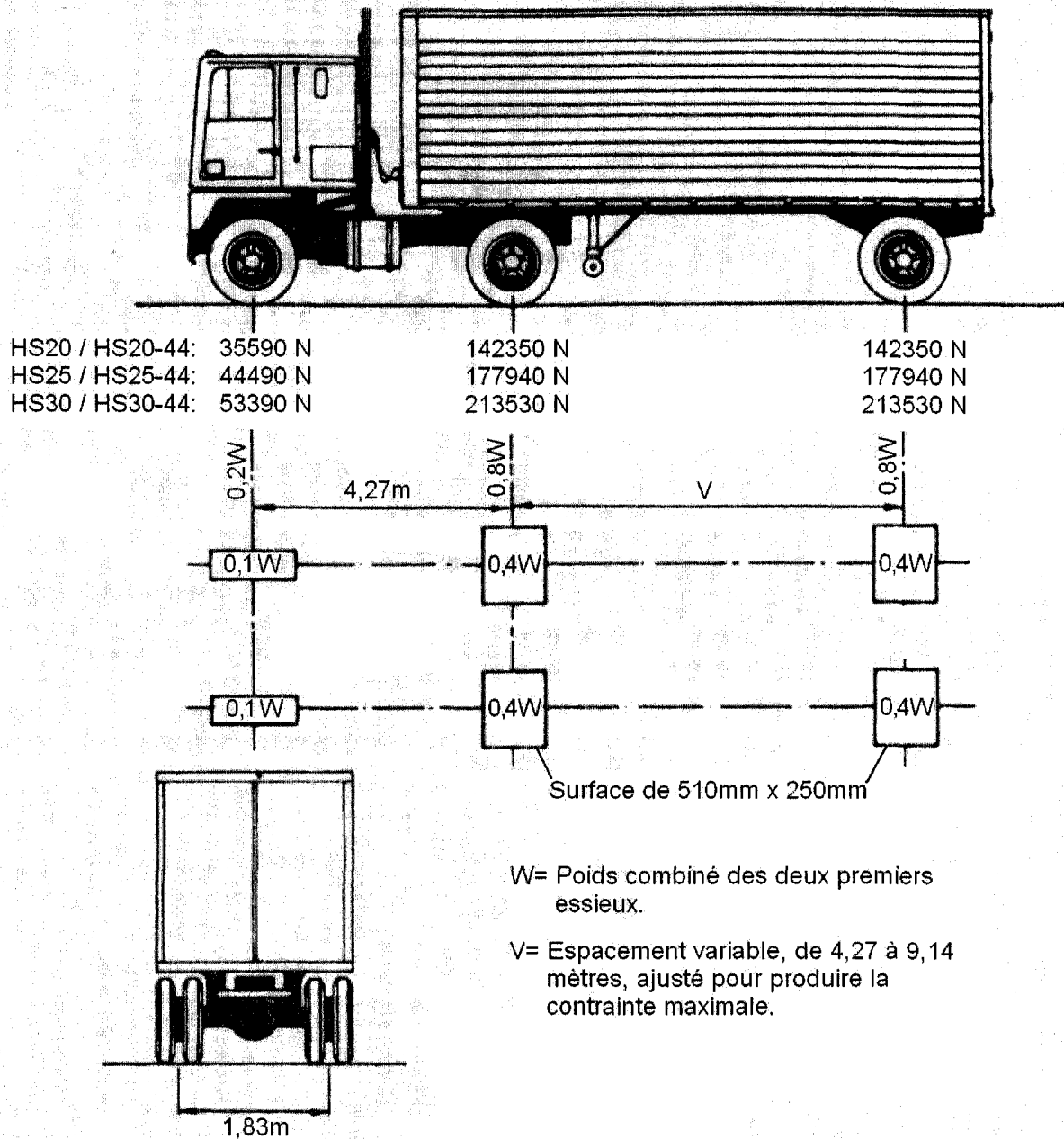


Figure 2.1 Chargement de camion normalisé par l'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (Source : AASHTO, 2002)

Pour plusieurs conceptions de tablier en PRF, l'exigence de flèche admissible sous chargement nominal est beaucoup plus sévère que celui de contrainte admissible [HAYES et coll., 2000; ALAMPALLI et coll., 2003]. En effet, à la flèche maximale autorisée, la contrainte maximale dans ces tabliers n'est que de 20 à 25 % de la contrainte maximale

admissible dans le matériau. L'effet dynamique d'une charge transitoire habituellement considérée par un facteur d'impact dans les Codes a été étudié pour quatre types de tabliers en PRF installés sur des ponts en Ohio [REISING et coll., 2004]. L'expérience montre que les facteurs d'impact mesurés valent entre 0,1 et 0,3 pour trois des tabliers en PRF et se comparent à celui du tablier en béton armé. Un autre tablier en PRF a donné un facteur d'impact passant de 0,2 à 0,4 au cours de cinq essais. Cette augmentation a été attribuée à des jeux dans la connexion du tablier aux poutres de la structure du pont. Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers prescrit un facteur d'impact de 0,4 qui apparaît donc pertinent pour les dalles en PRF [CAN/CSA-S6-06, 2006]. Zhang et coll. ont comparé les facteurs d'impact de tabliers en béton armé et en PRF; ceux en PRF étaient avantagés, mais si le revêtement est détérioré l'effet dynamique des deux types de tabliers peut dépasser la prévision des normes [ZHANG et coll., 2006].

Dans l'esprit du Code canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06, 2006], il apparaît que le fournisseur de produit en PRF doit fournir les résultats d'essais de traction effectués sur un échantillon de PRF dont le produit est constitué [BAKHT et coll., 1996]. Il est spécifié que la résistance minimale garantie du PRF soit prise par la valeur moyenne de résistance issue d'essais de traction moins trois écarts type. Cette valeur est ensuite multipliée par un facteur de résistance (ϕ) qui réduit la résistance envisagée. Le fabricant *Hardcore Composites Inc.* a utilisé un facteur de 0,6 [BUSEL et coll., 2000]. Dans le Code canadien sur le calcul des ponts routiers, ces directives sont établies en se rapportant à des barres d'armature en PRF ou des laminés dédiés à la réhabilitation de structures en béton [CAN/CSA-S6-06, 2006]. Le cas du tablier de pont entièrement en PRF implique un environnement et des fonctions quelque peu différentes qui pourraient nécessiter d'autres directives du Code. La connaissance des propriétés à long terme face à l'environnement des PRF est moins établie que celle des matériaux traditionnels [BAKHT et coll., 1996]. Les projets pionniers utilisant les PRF comme matériaux de pont pourront servir à fournir un aperçu de la durabilité des matériaux et à donner des directives dans ce sens. Il est admis que la réalisation avec succès de projets de pont de démonstration utilisant les PRF aidera à établir des pratiques standardisées et donnera confiance aux contractants de travaux et organismes de réglementation. Au Canada, la série de conférences sur les Matériaux composites d'avant-

garde pour ponts et charpentes (ACMBS), issues d'un comité technique de la Société canadienne de génie civil, a également contribué à l'avancement de l'utilisation des PRF comme matériaux de ponts [ACMBS-V, 2008; ACMBS-IV, 2004; ACMBS-III, 2000; ACMBS-II, 1996; ACMBS-I, 1992]. Plusieurs articles présentés dans ces conférences sont abordés dans cette thèse. Le sous-comité S16 du Code canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06, 2006] travaille actuellement à développer des normes portant sur les dalles de ponts en PRF [BENMOKRANE, 2007]. Pour guider l'établissement des normes, le comité envisage la réalisation d'essais additionnels et de projets pilotes. Le comité vise à ce que ces normes soient intégrées dans une nouvelle version du Code prévue pour l'année 2014. Cet effort démontre un intérêt accru envers ce type de dalle. La revue *Journal of bridge engineering* de l'American Society of Civil Engineers (ASCE) a d'ailleurs récemment publié une édition spéciale portant sur les structures et composantes de ponts en matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF) [ASCE, 2006]. Plusieurs des articles publiés dans cette revue sont discutés plus loin. Des comités sont également actifs aux États-Unis pour faire avancer l'utilisation des PRF dans les structures :

- *American Concrete Institute* (ACI), sous-comité pour le développement des formes structurales permanentes en PRF pour le béton (ACI 440J : FRP Stay-in-place forms for concrete structures) [ACI, 2007];
- *American Society of Civil Engineers* (ASCE), comité sur les composites structuraux (Structural Composites and Plastics) [ASCE, 2007].

Des manuels de conception pour l'utilisation des PRF dans les structures ont également été réalisés : par l'ASCE (Structural Plastics Design Manual) [ASCE, 1984] et par l'organisme Eurocomp (Structural Design of Polymer Composites) [CLARKE, 1996].

2.2 Matériaux

Les matériaux constituant les laminés de PRF des composantes de ponts sont généralement de la résine vinylester ou polyester isophthalique et de la fibre de verre de type E. La résine polyester orthophthalique, généralement moins coûteuse, a déjà été envisagée, mais ses moins

bonnes qualités de durabilité découragent son utilisation. Le polypropylène renforcé de fibres de verre fait déjà l'objet d'une recherche pour son utilisation comme matériau de pont [UDIN et coll., 2006]. Le matériau est sous la forme de rubans tissés et fait usage d'un procédé mécanisé d'imprégnation par fusion à chaud (*Direct Reinforcement Fabrication Technology — DRIFT* ©) [HARTNESS et coll., 2001]. À ce jour, cet effort est toutefois encore au stade de développement et seulement un modèle réduit de pont en polypropylène renforcé a été produit et évalué sous chargement. Keller est d'avis que l'utilisation des thermoplastiques pour les dalles de tablier de pont en PRF a le potentiel de réduire leur coût [KELLER, 2007]. Comme renfort des PRF, il est suggéré qu'une combinaison de fibres de verre et de fibres de carbone peut être avantageuse [SHEN et coll., 2002]. Dans ce cas, la fibre de carbone est utilisée pour sa plus grande rigidité (E) afin de satisfaire l'exigence de flèche admissible. Cette combinaison a été choisie par le *Fibre Composites Design and Development Group* de l'Université de *Southern Queensland* en Australie pour la construction de son tablier de pont démonstrateur [REINFORCED PLASTICS, 2001a]. Quoique la fibre de carbone soit généralement plus coûteuse que la fibre de verre, sa plus grande rigidité peut permettre une construction moins épaisse et une réduction de la quantité de matériel utilisé. L'objectif est d'obtenir suffisamment de rigidité sans utiliser trop de matériel et à un meilleur prix.

L'utilisation de *gelcoat* comme fini de surface est peu répandue dans les exemples de tabliers en PRF réalisés. Plecnik et coll. ont quand même appliqué une couche de *gelcoat* sur leur dalle expérimentale pour la protéger des rayons UV [PLECNİK et coll., 1991]. Le *gelcoat* a le potentiel d'améliorer la résistance à la dégradation du PRF exposé à l'atmosphère ambiante quoiqu'il augmente le coût de la dalle. Les charges (microbilles de verre, trioxyde d'aluminium, etc.) peuvent être utilisées dans la résine pour réduire le coût de la matrice. Dans la description des composantes de pont en PRF existantes, les charges (additifs dans la résine) sont peu abordées. Head a fait allusion à l'utilisation de charges dans la résine en mentionnant la condition que les performances souhaitées du composite soient atteintes avec la résine chargée [HEAD, 1992]. Le TABLEAU 2.1 présente les propriétés des PRF de ponts existants. Les modules de rigidité varient de 10 à 30 GPa selon les fabricants et dépendent surtout des procédés de fabrication utilisés produisant une composition de matériau donné (fraction de renfort, orientation des fibres). Comme matériau de noyau, le bois de balsa est fréquemment

utilisé pour la construction de panneaux sandwich et est un candidat potentiel pour l'application du tablier de pont [SEIBLE, 1996]. Les noyaux de type cellulaire permettent de minimiser le poids du noyau quoique l'adhésion entre les peaux et ce type de noyau est plus difficile à réaliser (voir Figure 3.19) [NYSTROM et coll., 2002]. Des feuilles d'adhésif sont d'ailleurs utilisées dans le cas des noyaux en nids d'abeille d'aluminium.

TABLEAU 2.1 MODULE DE RIGIDITÉ (E) DU PRF DE DALLES DE TABLIER DE PONT EN PRF.

Fournisseur	Procédé de fabrication	E (GPa)	Référence
<i>Hardcore composites</i>	VARTM*	29,72	Alampalli et coll.(2003)
<i>Strongwell</i>	Pultrusion	11,00	Hayes et coll.(2000)
<i>Kansas Structural Composites</i>	Moulage contact	13,40	Stone et coll.(2001)
<i>Composite Products</i>	Pultrusion	21,38	Kumar et coll.(2003)
<i>Creative Pultrusions</i>	Pultrusion	26,23	Busel et coll. (2000)
<i>Hardcore composites</i>	VARTM*	30,82	Busel et coll. (2000)
<i>Martin Marietta Composites</i>	Pultrusion	26,99	Busel et coll. (2000)
Université de l'Alabama	Imprégnation à chaud	9,96	Udin et coll. (2006)
* VARTM (<i>Vacuum Assisted Resin Transfer Molding</i>) : procédé de transfert de résine sous vide. Des tissus de renforts à sec sont placés sur un moule sous vide à l'aide d'un sac. De la résine est ensuite introduite dans le sac par des tubes. Ce procédé a l'avantage de réduire les porosités d'air dans la pièce.			

2.3 Concepts de tablier de pont en PRF

Il existe en général deux approches dans la conception de tabliers en PRF : l'agencement de sections pultrudées et les panneaux sandwich [BAKIS et coll., 2002]. Les panneaux sandwich comprennent des panneaux de surface voulus rigides et résistants pour reprendre les efforts de tension/compression générés par la flexion et ces panneaux sont séparés d'un matériau de cœur plus léger qui assure le transfert du cisaillement. Ce type de construction est reconnu pour offrir un maximum de rigidité pour un minimum de poids, caractéristique exploitée dans l'industrie de l'aéronautique [BÉLANGER, 1992]. L'approche par panneau sandwich a été utilisée pour la construction de tabliers de pont en PRF avec divers types de noyau [HE et coll., 2002; DAVALOS et coll., 2001]. Pour l'application des tabliers de pont, la rigidité est

recherchée pour répondre aux normes et la réduction du poids facilite l'installation et réduit la charge sur la structure. Pour un tablier de section rectangulaire, la hauteur de la section aura un effet au cube sur le moment d'inertie de section. Outre par exemple la recherche de matériaux plus rigides et l'optimisation des formes géométriques, la tendance est donc d'augmenter l'épaisseur du tablier pour obtenir un moment d'inertie plus élevée et ainsi satisfaire à l'exigence de flèche admissible. Des tabliers d'épaisseur jusqu'à 575 mm ont été construits (Figure 2.2) [REINFORCED PLASTICS, 2001a].

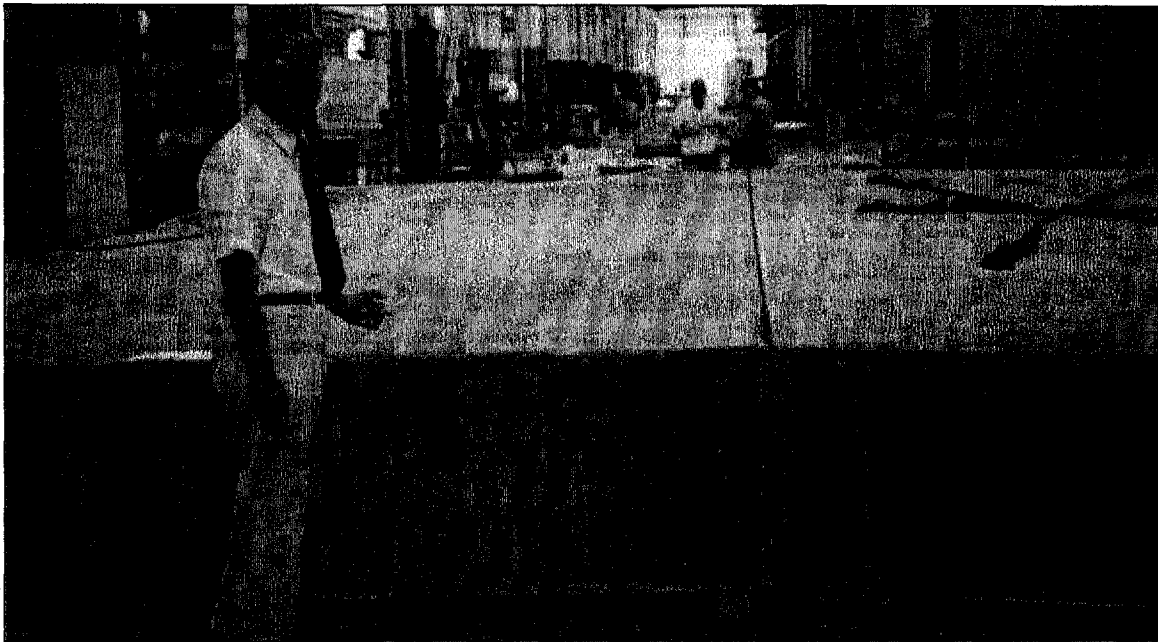


Figure 2.2 Exemple d'une dalle de tablier de pont en PRF épaisse. (Source : DELDOT, 2007)

L'approche de l'agencement de sections pultrudées permet de bénéficier des qualités de fabrication du procédé de pultrusion et des bonnes propriétés mécaniques réalisables. Il est également possible d'utiliser des composantes de PRF déjà disponibles sur le marché. Des dalles de tablier de pont en PRF ont été construites par l'adhésion et l'empilement de diverses sections pultrudées (Figure 2.3) [SHEN et coll., 2002; HAYES et coll., 2000]. Les sections agencées sont généralement recouvertes de plaques laminées sur les surfaces supérieure et inférieure. Un désavantage possible de l'approche par sections pultrudées est qu'il est moins évident de varier l'épaisseur d'une dalle selon l'application. En effet, la pultrusion requiert la fabrication d'un moule en acier qui serait dispendieux à remplacer pour chaque conception. Il

demeure que ce procédé favorise la régularité dans la fabrication et un bon contrôle de la qualité, de sorte que la spécification et l'utilisation d'une dalle aux dimensions standardisées est envisageable.

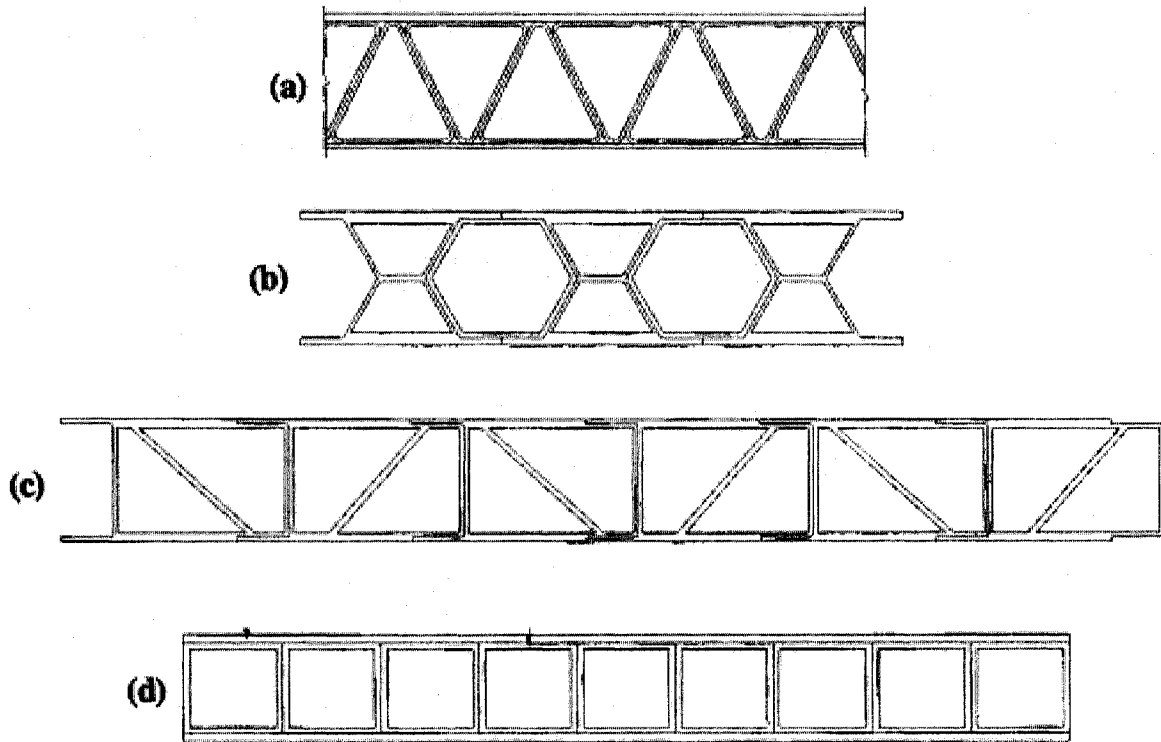


Figure 2.3 Agencements de sections pultrudées de différentes géométries : (a) *EZSpan* © (Atlantic Research); (b) *Superdeck* © (Creative Pultrusions); (c) *DuraSpan* © (Martin Marietta Materials); (d) Tubes carrés avec plaques (Strongwell). (Source : BAKIS et coll., 2002)

Le fabricant *3TEX Inc.* produit un tablier de type panneau sandwich ayant un noyau en mousse structurale [BUSEL et coll., 2000]. Des tissus de fibres de verre sont tissés au noyau de mousse d'une manière originale. Un fil de fibres de verre est passé au travers le noyau de mousse d'un bord à l'autre pour tisser des tissus de fibres de verre à sec sur les surfaces du noyau de mousse. Une fois le tout en place, de la résine est introduite par un procédé de transfert de résine sous vide (VARTM - *Vacuum Assisted Resin Transfer Molding*). Lors de son introduction, la résine se rend tout le long des fils de fibres de verre qui passent au travers la mousse pour former des tiges rigides (Figure 2.4). Ces tiges améliorent la résistance au délaminage des peaux du panneau sandwich. Ce type de dalle est principalement produit en de petites épaisseurs (85 mm) et prévu pour être installé sur des ponts ayant une structure

principale donnant des portées de 0,6 à 0,9 mètre. Ces ponts sont présents sur des routes secondaires aux États-Unis, et cette dalle en PRF remplacerait des tabliers de bois ou d'acier. Cette dalle est disponible dans des dimensions maximales de 2,44 mètres (sens de la circulation) par 9 à 11 mètres (la largeur totale du pont), ce qui limite les besoins de raccordements. Cette dalle est évidemment légère avec une densité surfacique de $34,2 \text{ kg/m}^2$.

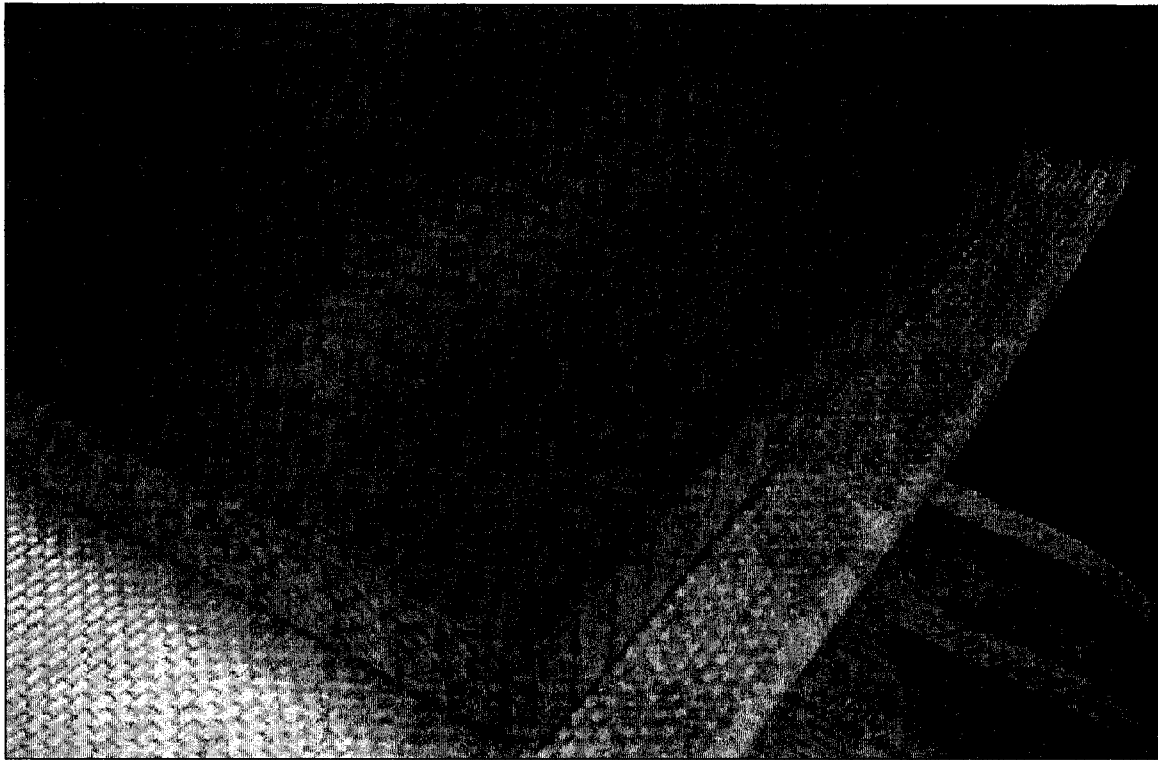


Figure 2.4 Panneau sandwich produit par 3TEX Inc. (Source : SOTELINO et coll., 2001)

La conception de cette dalle est conforme aux spécifications du Code AASHTO LRFD (*Load and Resistance Factor Design*). La flèche atteint un maximum de $L/300$ pour une charge de roue normalisé AASHTO HS25 de 66,7 kN et une portée variant entre 0,610 à 0,915 mètre. La résistance ultime est de 355,9 kN pour une portée de 0,711 mètre. La dalle a un comportement de rupture ductile et montre une excellente capacité d'absorption d'énergie. Cette dalle est également réputée pour offrir une bonne performance structurale en fatigue et un bon comportement dans diverses conditions environnementales telles que la chaleur, l'humidité, l'eau salée et le sel dégivrant [BUSEL et coll., 2000].

L'entreprise *Creative Pultrusions Inc.* produit une dalle de pont par l'assemblage de composantes en PRF pultrudés composées du système résine vinylester et fibres de verre. Certaines de ces composantes ont déjà été utilisées dans des applications pour résister à la corrosion, dans le domaine électrique/électronique, le transport et l'hydraulique. La dalle est réalisée par l'adhésion de deux types de profilé, une forme hexagonale et un double trapèze (Figure 2.5).

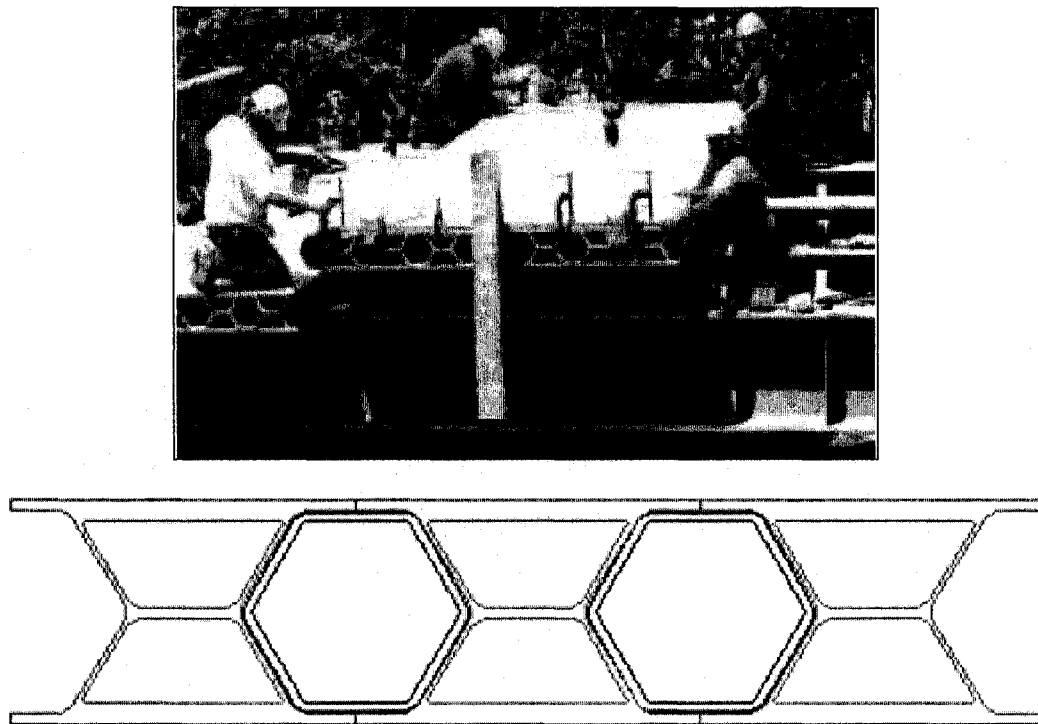


Figure 2.5 Installation et géométrie de la dalle produite par *Creative Pultrusions Inc.*

La dalle a un poids de 122 kg/m^2 incluant une surface de roulement en béton polymère et une épaisseur de 0,203 mètre. Elle est habituellement produite en panneaux de 2,44 mètres de large et d'une longueur couvrant toute la largeur du pont de l'application concernée. Le design de cette dalle est basé sur les recommandations du Code AASHTO pour les ponts d'autoroutes et le Code de design de ponts AASHTO LRFD. Trois paramètres sont considérés en conception : l'état de service, la résistance et le comportement en fatigue. La flèche admissible est prévue être limitée à $L/500$ pour un chargement AASHTO HS20-44. L'état limite de résistance est basé sur un chargement AASHTO HS25-44 avec un facteur d'impact de 33 %, donnant une charge par roue de 118,3 kN. Le comportement en fatigue est vérifié

par deux millions de cycles de chargement variants de 9 à 156 kN à 3 Hz. Les essais indiquent que la dalle respecte les recommandations de l'AASHTO HS25 et supporte un chargement ultime de 6 à 7 fois la charge de conception. Au niveau de la résistance en fatigue, après un conditionnement de deux millions de cycles de chargement, la flèche à l'état limite de service est augmentée de seulement 4% et la résistance ultime réduite également de 4% par rapport à une dalle non conditionnée [BUSEL et coll., 2000].

Le fabricant *Hardcore Composites Inc.* produit un tablier ayant un noyau en mousse structurale cellulaire et des laminés en verre/vinylester. La mousse est contenue dans des compartiments formés par des laminés de PRF croisés (Figure 2.6).

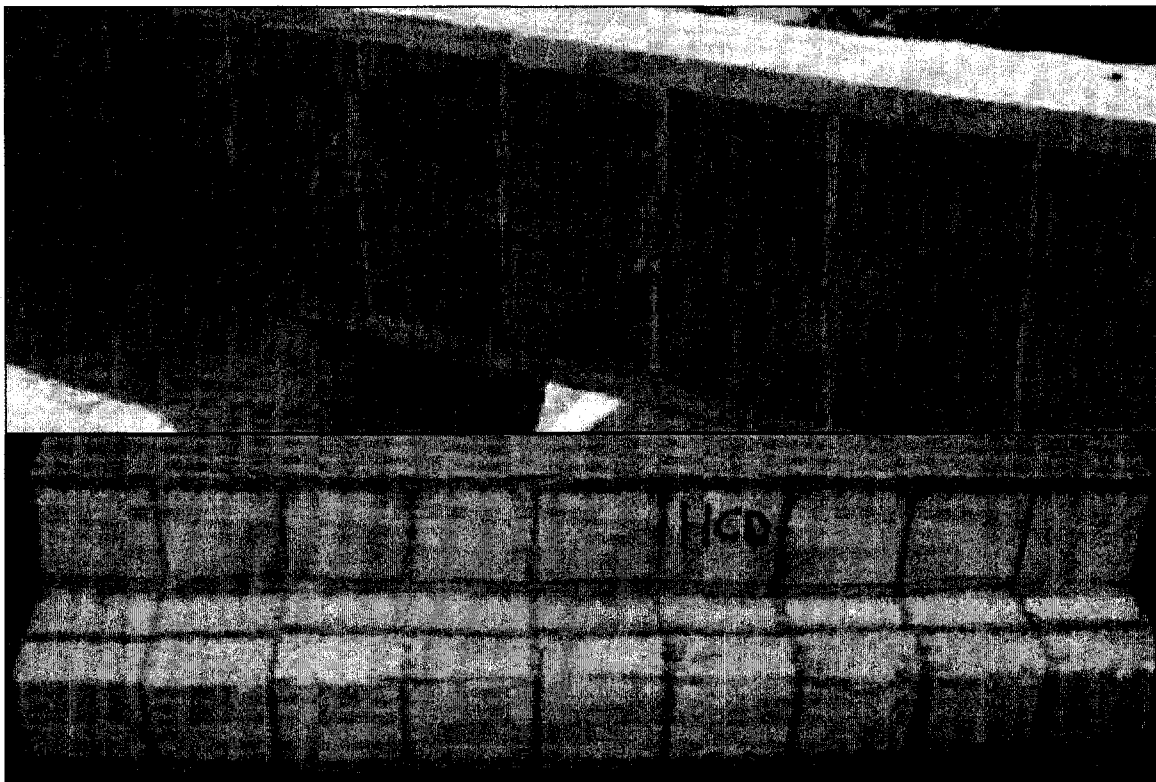


Figure 2.6 Sections coupées du tablier de *Hardcore Composites Inc.* (Source : SOTELINO et coll., 2001).

Les panneaux de PRF sont conçus pour apporter une rigidité suffisante et résister à des contraintes de flexion. Des tissus cousus quadri axial $[0/90/\pm 45]$ sont habituellement utilisés et des tissus unidirectionnels sont ajoutés au besoin. Le noyau a pour rôle de transférer le cisaillement. Cette dalle est produite à l'aide d'une variante du procédé VARTM (*Vacuum*

Assisted Resin Transfer Molding). Les tissus secs et le noyau sont en premier positionnés et placés dans un sac où la résine est introduite alors que le sac est maintenu sous vide. Cette méthode favorise une faible porosité dans le produit fini et le PRF obtenu contient typiquement une fraction volumique de fibre de 50 % et moins de 0,5 % de taux de porosité. Le procédé permet d'inclure aisément lors de la fabrication des détails géométriques nécessaires à l'installation de la dalle. Le procédé permet également de varier l'épaisseur de la dalle et des panneaux de PRF, ce qui permet d'ajuster les propriétés des dalles pour différentes portées et configurations géométriques de ponts. Les dalles déjà produites ont comme dimensions jusqu'à 0,711 mètre d'épaisseur et par exemple 11,9 par 5,2 mètres de surface. Une limite de flèche en service de $L/800$ avec un chargement AASHTO HS25 (charge de roue nominale de 89 kN) est typiquement considérée dans la conception. Le niveau des contraintes en service est typiquement de beaucoup inférieur à la résistance ultime du matériau. *Hardcore Composites Inc.* développe ces dalles depuis 1995.

Le fabricant *Kansas Structural Composites Inc.* produit un tablier de type panneau sandwich ayant un noyau cellulaire [BUSEL et coll., 2000]. Ce fabricant produit lui-même le noyau par l'adhésion successive de plaques laminées planes et ondulées en PRF (Figure 2.7). Les composantes de PRF sont fabriquées par moulage contact quoiqu'il puisse être possible de développer un procédé mécanisé si le volume de production le justifie. Le PRF du noyau est composé de verre/polyester à partir de tissus de fibres courtes (*mat*) avec une fraction massique de fibre de 40 %. Le PRF des panneaux de surface est composé de tissus de fibres courtes (*mat*) jumelés à de la résine vinylester. Ce concept permet d'ajuster la hauteur du noyau et l'épaisseur des panneaux de surface pour dicter les propriétés de la dalle.

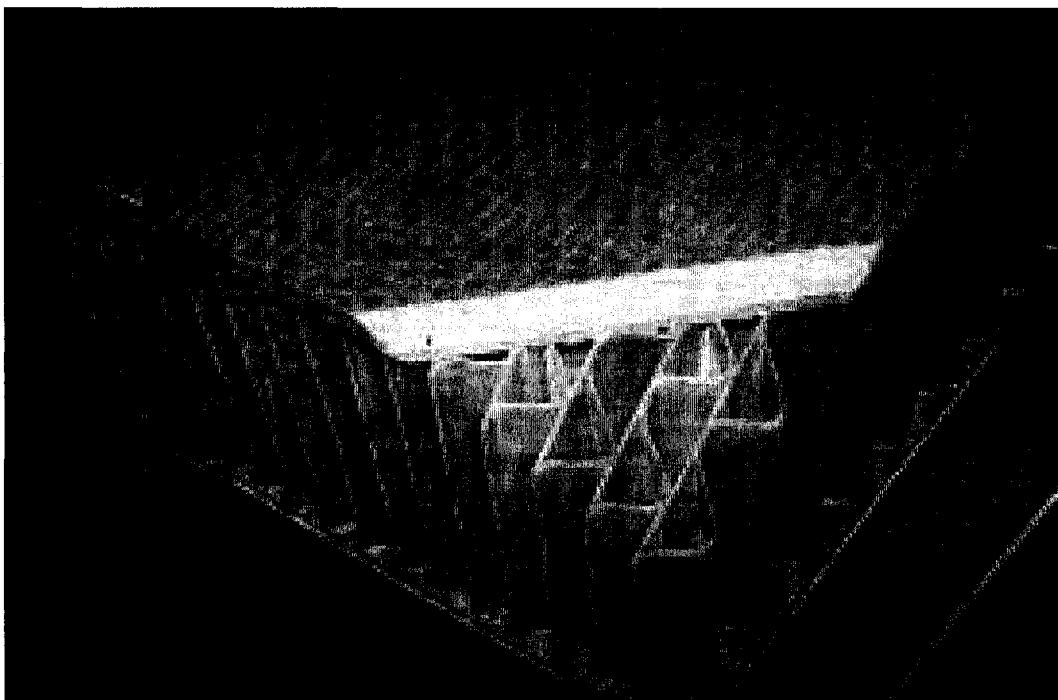


Figure 2.7 Aperçu du noyau produit par *Kansas Structural Composites Inc.* (Source : www.fhwa.dot.gov)

Des plaques de RPF sont ajoutées aux extrémités latérales et sont formées pour prévoir l'installation et la connexion entre dalles. Cette dalle pèse environ 15 à 20 % du poids d'une dalle en béton armé et répond aux normes de l'AASHTO et le chargement HS25 d'un essieu de camion de 177,94 kN. Les dalles sont fabriquées en usine aux dimensions de 2,44 mètres de largeur typiquement et jusqu'à 12,2 mètres de long. Lors de l'installation, ces dalles sont jointes ensemble avec un adhésif aux interfaces complémentaires en forme de «C» intégrées (Figure 2.8). Les mécanismes de connexion à la structure de pont de cette dalle font qu'elle peut être retirée après installation initiale sans que la dalle soit endommagée. Ceci peut être utile si un pont utilisant cette dalle doit être renforcé ou élargi et également pour la construction d'un pont temporaire. Cette dalle équipe le premier pont sur voie publique entièrement en PRF réalisé aux États-Unis en 1996 [PLUNKETT, 1997]. Ce pont a une longueur de 8,25 mètres et une largeur de 7 mètres et on estime qu'il peut supporter une charge de 680 tonnes.

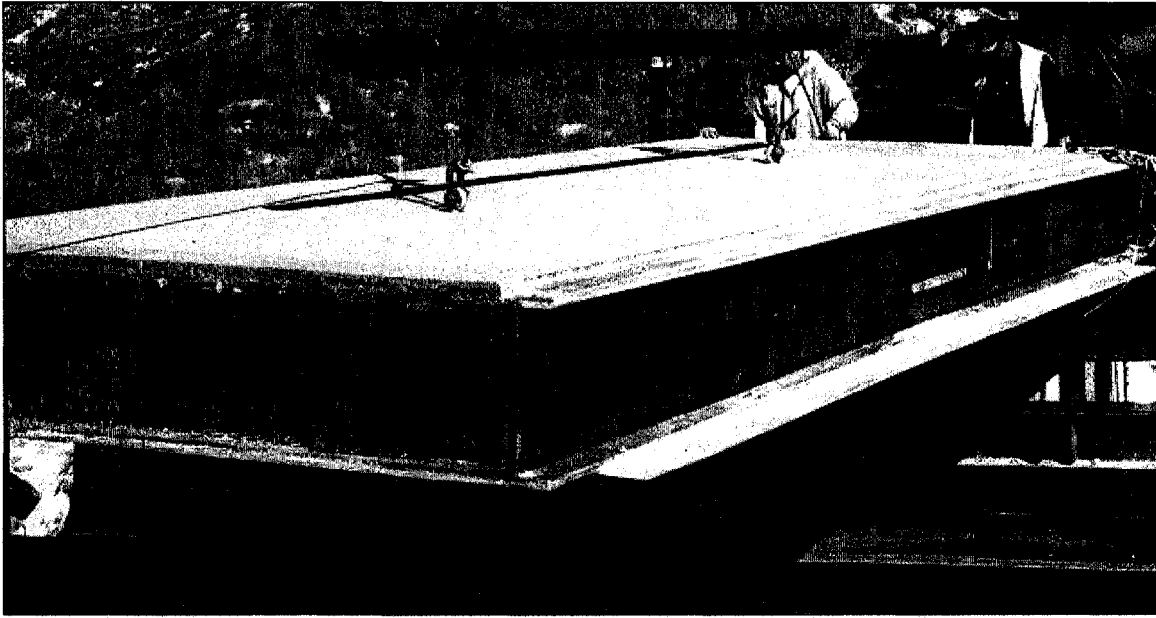


Figure 2.8 Installation d'une dalle produite par *Kansas Structural Composites Inc.*

La compagnie *Martin Marietta Composites Inc.* produit une dalle de pont en PRF qui est constituée par l'adhésion de deux types de sections pultrudées aux géométries complémentaires [BURGUENO et coll., 2001]. Le procédé de pultrusion est choisi pour son historique de plus de trente ans à produire avec succès des pièces structurales en PRF de façon automatisée. Ce procédé favorise également une constance dans la qualité de fabrication. Le PRF de cette dalle est composé de fibres de verre de type E combinées à de la résine polyester isophthalique. Le design est surtout conditionné par la rigidité, de façon à répondre à la norme AASHTO HS25. La géométrie et la composition des parois de PRF sont optimisées pour donner une rigidité maximale et contenir les coûts. Les sections pultrudées sont collées en usine avec un adhésif de polyuréthane. Les dalles sont habituellement produites à une largeur de 2,44 à 3,05 mètres pour faciliter leur transport. Deux épaisseurs de dalles sont disponibles, 0,127 ou 0,195 mètre, donnant des poids de 63 ou 93 kg/m². Des ouvertures sont percées dans les dalles en usine pour servir à la réalisation de connexions en chantier. Des goujons en PRF sont utilisés pour joindre les sections de dalles entre elles et du PRF est ensuite laminé sur les joints en chantier pour rendre la connexion étanche et intègre. La connexion de la dalle aux poutres du pont qui est utilisé comprend des goujons de cisaillement (*shear studs*). Elle procure l'action composite en flexion et est réalisée complètement à partir du dessus de la dalle. Des garde-fous en béton armé ou en acier peuvent être installés avec cette dalle

[BUSEL et coll., 2000]. Pour ceux en béton armé, des connexions comprenant le principe des goujons de cisaillement sont utilisées. Un premier pont de démonstration utilisant ce type de dalle a été réalisé en 1995. Depuis ce temps, cette dalle a été utilisée sur des dizaines de ponts notamment dans les États de l'Iowa, New York, Pennsylvanie et Maryland (Figure 2.9) [FENG et coll., 2004; REINFORCED PLASTICS, 2001b].

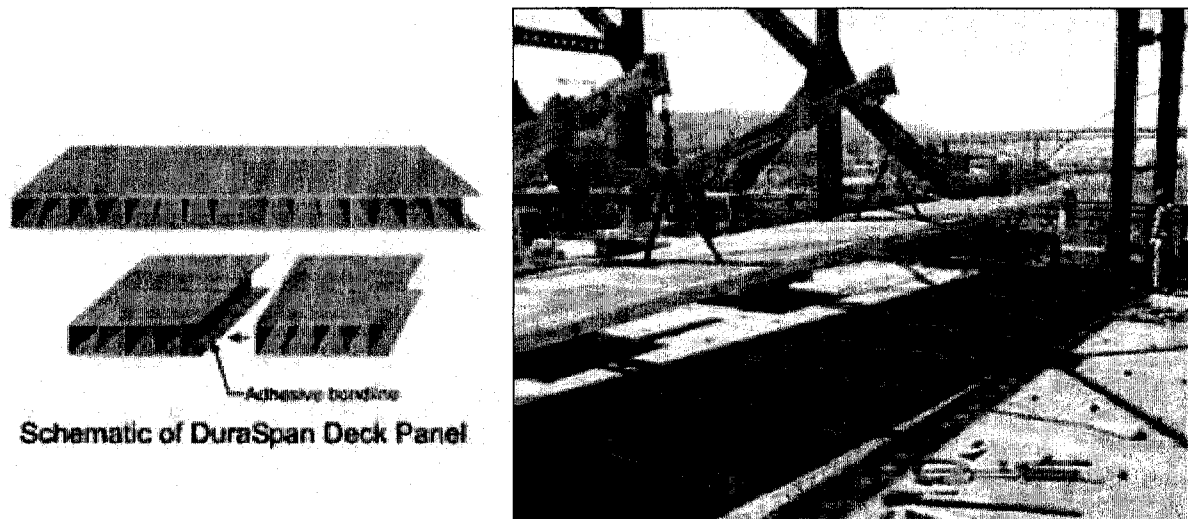


Figure 2.9 Description du concept et exemple de procédure d'installation de la dalle produite par *Martin Marietta Composites Inc.* (Source : MMC, 2002)

Cette dalle a été évaluée en chargement statique et cyclique de fatigue, son comportement vibratoire a aussi été étudié. Cette dalle recouverte d'une couche d'asphalte de 25 mm a été conditionnée en fatigue sur deux millions de cycles; elle a ensuite été rompue en chargement statique par poinçonnement de la surface de chargement à 2129 kN. La connexion de la dalle aux poutres ainsi que la dalle elle-même ont également été évaluées en fatigue par 10,5 millions de cycles de chargement jusqu'à 56 kN à 3 Hz et jusqu'à 63 kN à 7 Hz. Après ce conditionnement, les connexions et la dalle ont fourni une résistance supérieure au chargement de conception. Le joint d'adhésion entre les sections pultrudées a été vérifié pour résister le chargement statique ou la fatigue et pour être robuste aux imperfections.

Un pont constitué de tubes carrés pultrudés a été développé par une équipe de l'Université du Missouri-Rolla [KUMAR et coll., 2003]. Il est formé de plusieurs étages de tubes, la plupart en verre/vinylester et deux étages en carbone/vinylester aux étages d'extrémités pour davantage de rigidité (Figure 2.10).

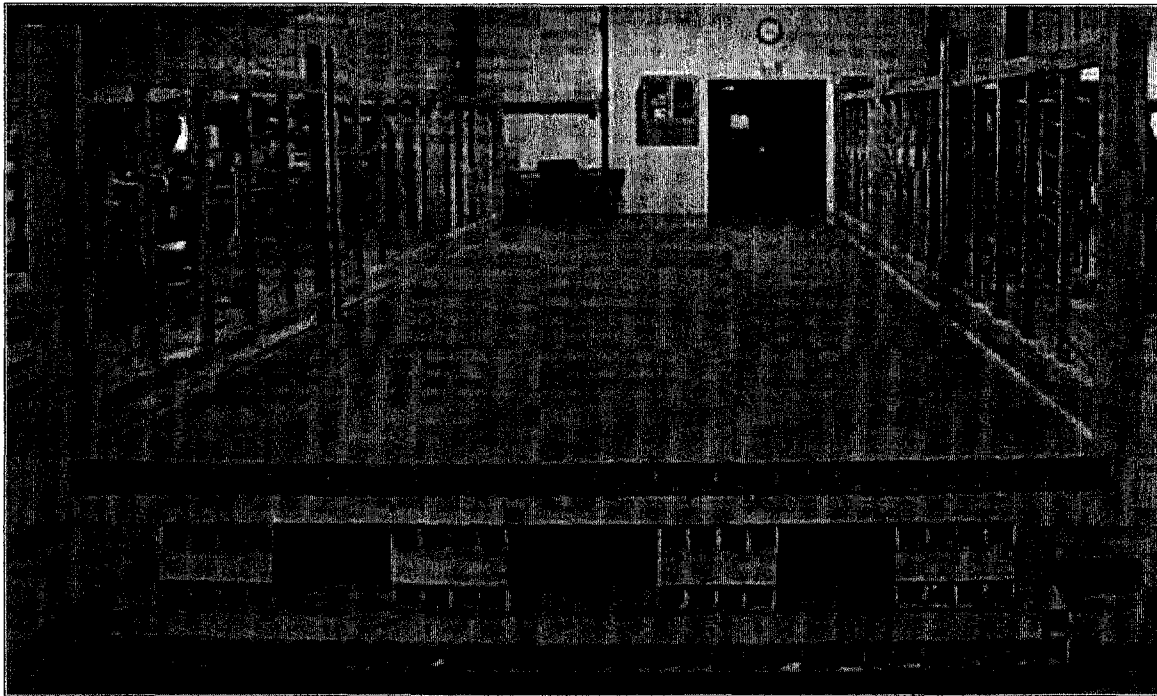


Figure 2.10 Pont développé à l'Université du Missouri-Rolla. (Source : KUMAR et coll., 2003)

Ces tubes sont joints par un adhésif époxyde et des vis. Des étages de tubes sont orientés en direction transverse à la flexion principale; ils doivent servir principalement à transmettre le chargement aux autres étages de tubes. Une couche de roulement en béton polymère à base d'époxyde de 25 mm d'épais est appliquée avec de l'agrégat qui est étendu manuellement sur sa surface pendant le durcissement. La flèche maximale pour la conception est établie à $L/800$ et un chargement de service d'un camion de type AASHTO H-20 est considéré. Le camion AASHTO H-20 a seulement deux essieux dont la charge maximale par essieu de 142,35 kN est identique au camion AASHTO HS20 (voir Figure 2.1) (Figure 2.11) [AASHTO, 2002].

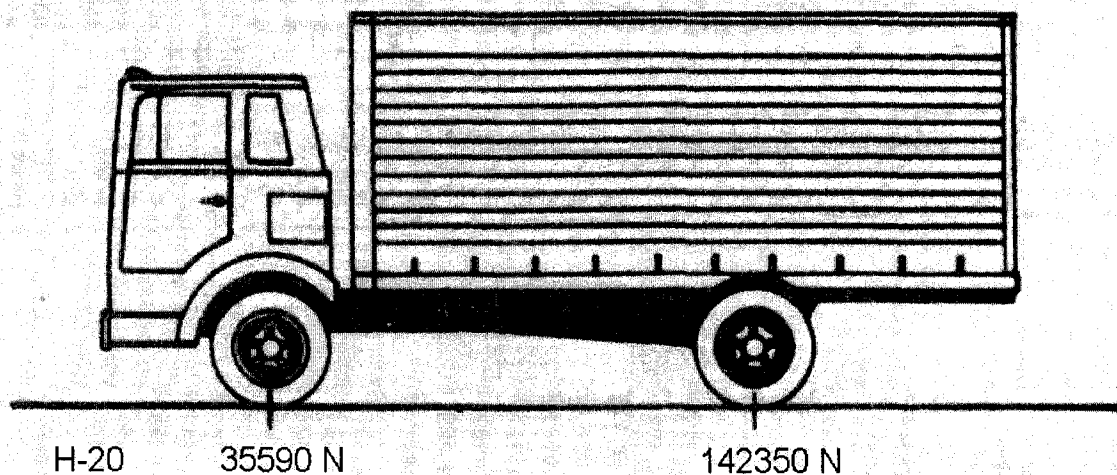


Figure 2.11 Chargement de camion normalisé de type AASHTO H-20. (Source : AASHTO, 2002)

Le comportement en fatigue et la résistance mécanique d'un spécimen d'un quart de ce concept ont été étudiés. Le spécimen avait comme dimensions 9,14 m de long, 0,61 m de large et 0,61 m de haut. La rigidité est conservée après deux millions de cycles de chargement de 2,2 kN à 48,93 kN à une fréquence de 4 Hz. La rupture en charge statique survient à quatre fois le chargement de conception. Un prototype de ce concept équipé de capteurs à fibre optique a été installé sur une route du campus de l'Université de Missouri-Rolla. Le prototype réalisé a comme dimensions 9,14 mètres de long par 2,74 mètres de large et 0,533 mètre en hauteur. Les auteurs ont mentionné que quoique ce modèle de pont ne représente pas une conception optimale, il offre une opportunité de mettre en œuvre un pont en PRF de façon pratique avec des sections pultrudées disponibles sur le marché.

Une équipe de l'Université Virginia Tech a évalué en chargement une dalle produite en collaboration avec l'entreprise *Strongwell Corporation* [HAYES et coll., 2000]. Cette dalle est constituée de composantes en PRF distribuées par *Strongwell* : des tubes carrés et plaques pultrudés ainsi que des boulons en PRF. Ces composantes sont assemblées conjointement à l'aide des boulons et de l'adhésif époxyde. Ce type de dalle a servi au remplacement du tablier du pont basculant Schuyler Heim à Long Beach en Californie; une épaisseur de dalle de 0,121 mètre est fixée par cette application particulière et la flèche admissible en service est

fixée à $L/300$. Un prototype couvrant trois portées de 1,22 mètre a été soumis à des essais de chargement statique et cyclique de fatigue pour 3 000 000 cycles. Ce nombre de cycles a été choisi pour représenter un an de circulation de camions lourds sur le pont *Schuyler Heim* achalandé. À la charge de service considéré de 92,5 kN, la flèche obtenue est de $L/320$. La charge maximale de rupture a été de 369 kN, ce qui implique que c'est la flèche qui contrôle la conception. Après 3 000 000 cycles de fatigue entre 11,1 et 111 kN et 2 à 3 Hz, la flèche à 92,5 kN est de $L/282$ et la charge maximale de rupture de 347 kN. Les chercheurs ont réalisé que ces niveaux de flèche justifient une étude sur la durabilité de l'éventuelle surface de roulement utilisée et l'effet de la flèche sur le confort des usagers.

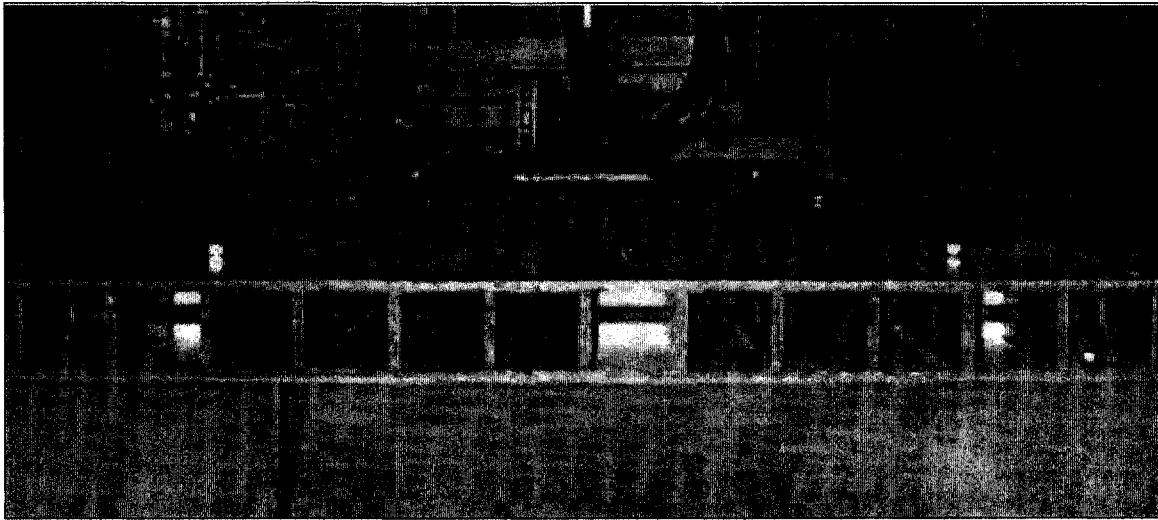


Figure 2.12 Dalle évaluée à l'Université Virginia Tech. (Source : HAYES et coll., 2000)

Une équipe de chercheurs des Universités du Manitoba et de la Caroline du Nord ont produit une dalle qui contient des tubes produits par enroulement filamentaire [WILLIAMS et coll., 2003]. L'enroulement filamentaire fait usage de fibres sous forme de filaments continus qui ont le potentiel d'être moins coûteux comparativement à des fibres tissées. Le concept développé est composé de tubes triangulaires juxtaposés recouverts d'une épaisseur de PRF (Figure 2.13). Une génération subséquente de cette dalle voit l'ensemble des tubes recouverts d'une épaisseur de PRF par enroulement filamentaire. Des tiges en PRF pultrudées sont également introduites aux jonctions des coins des tubes, les coins étant arrondis pour éviter les concentrations de contraintes. Les tubes triangulaires produits en enroulement filamentaire

utilisent un mandrin en mousse polystyrène qui demeure dans la pièce. Le matériau utilisé est le verre/époxyde.

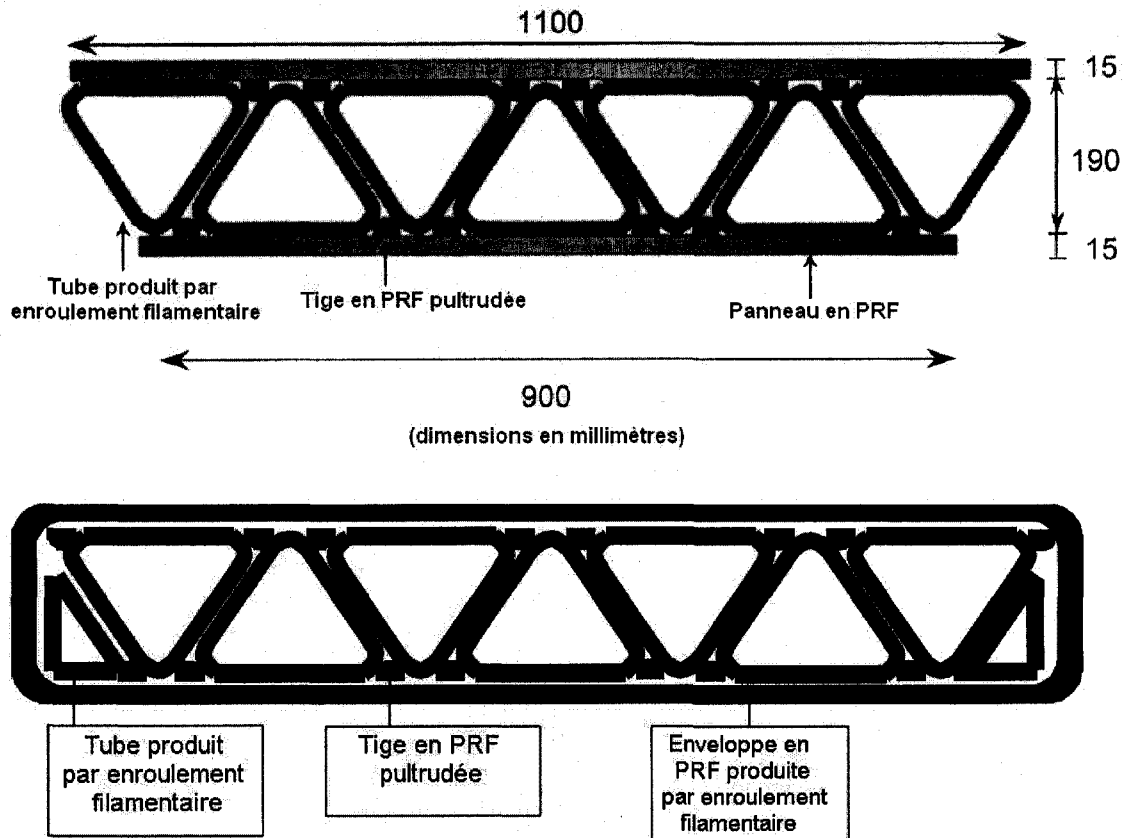


Figure 2.13 Géométrie et disposition de la dalle produite par une équipe des universités du Manitoba et de la Caroline du nord. (Source : WILLIAMS et coll., 2003; CROCKER, 2002)

Un chargement de service d'une roue de camion AASHTO HS30 d'un total de 140 kN (incluant un facteur d'impact) est considéré pour la conception ainsi qu'une flèche maximale de $L/360$. La dalle a une épaisseur de 0,220 mètre et peut avoir une largeur de 1,1 mètre avec sept tubes. Cette dalle a été soumise à une charge statique et cyclique de fatigue. La dalle résiste à au-delà de 500 kN, soit largement supérieure à la charge de conception de 140 kN. La flèche en service atteint $L/380$. La dalle recouverte par enroulement filamentaire a fait l'objet d'un essai de fatigue de deux millions de cycles. La charge appliquée variait de 10 à 135 % du chargement HS30 de 140 kN à une fréquence variant entre 0,5 et 0,9 Hz. Les

résultats montrent que la flèche n'a augmenté que de 5 % au terme de l'essai [SHEHATA et coll., 2007].

Cet effort précédent suit dans la même vague qu'une dalle produite par une équipe de l'Université de l'État de la Caroline du Nord et de l'Université de l'État de la Californie [AHMAD et coll., 1989; PLECNİK et coll., 1991]. Une dalle avec tube produit par enroulement filamentaire a été réalisée pour être évaluée en essai de chargement (Figure 2.14). Cette disposition des tubes cherche à reproduire une géométrie en «X» qui a été déduite comme optimale par l'analyse par éléments finis [HENRY, 1985]. Les formes en «X» sont face à la direction de la circulation, de sorte que la structure interne de cette dalle est vouée à travailler davantage comme un treillis de poutres.

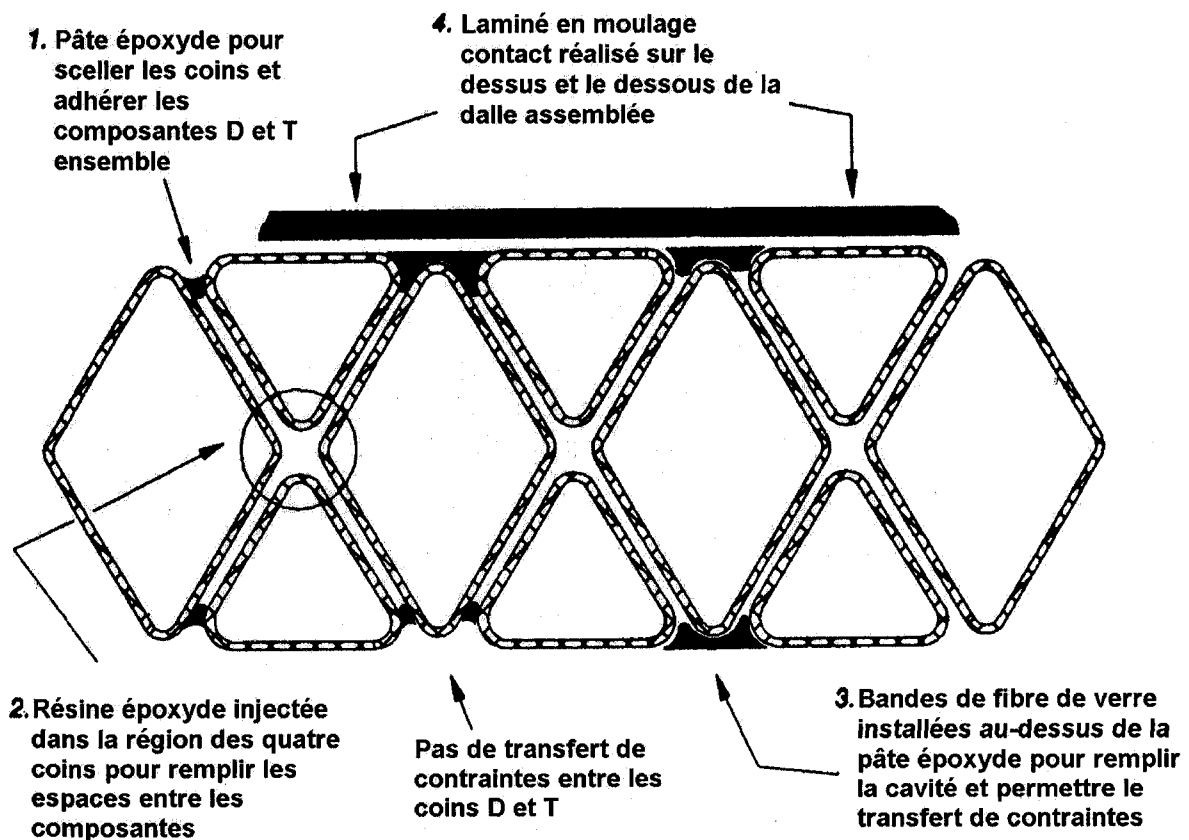


Figure 2.14 Dalle réalisée par une équipe de l'Université de l'État de la Caroline du nord et de l'Université de l'État de Californie.

Des spécimens de dalle aux dimensions de 2,13 mètres en portée et 0,46 mètre de large ont été soumis à des essais de chargement statique et cyclique de fatigue. Avec un chargement de 55,6 kN appliqué au centre de la portée, la dalle fléchit de $L/372$. La perte de rigidité après deux millions de cycles de chargement entre 13,9 et 55,6 kN est de 5,06 %. Une technique d'enregistrement d'émission acoustique avec une limite inférieure d'intensité de 40 dB a été utilisée pendant les essais pour détecter les dommages affectant la dalle [AZAR, 1989].

Une équipe de l'Université de l'Alabama a étudié l'utilisation du polypropylène renforcé de fibres de verre comme matériau de pont [UDIN et coll., 2006]. Leur recherche est en partie motivée par la disponibilité d'un procédé d'imprégnation par fusion à chaud qui aurait le potentiel de réduire le coût de production de composantes de pont. Pour l'étude, ils ont considéré un pont aux dimensions de 18,3 mètres de long et 7,3 mètres de large avec une épaisseur totale de 0,9 mètre (Figure 2.15). Une forme ondulée est incluse dans le concept principalement puisqu'elle est propice à la fabrication avec ce type de matériau. La jonction entre le panneau ondulé et le panneau supérieur devrait être réalisé soit avec un adhésif, un adhésif avec des attaches mécaniques ou de la soudure thermoplastique incluant l'ultrasonique.

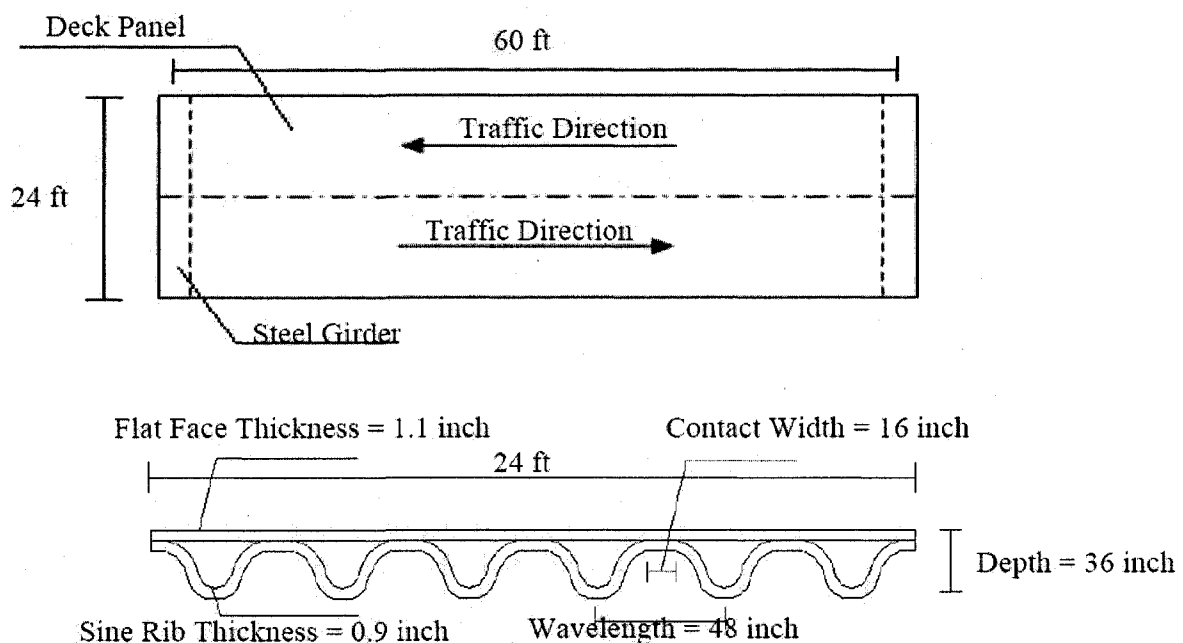


Figure 2.15 Géométrie du pont en polypropylène renforcé de verre envisagé par Udin et coll.

Comme cas de chargement, la norme AASHTO HS20-44 est considérée et par exemple deux essieux de camion espacés de 1,2 mètre, les essieux appliquant chacun deux charges de 55,6 kN espacés de 1,8 mètre. Une flèche maximale de $L/800$ est respectée pour la structure du pont et le dimensionnement est initialement réalisé avec l'analyse par éléments finis. Un modèle réduit, large de 1,1 mètre et haut de 64 mm, est ensuite fabriqué et évalué expérimentalement pour valider la conception. Les essais de chargement ont montré que la modélisation sous-estime la flèche de 10 à 15 %, la différence ayant été attribuée à des défauts de jonction du panneau ondulé. Une étude détaillée des coûts de fabrication restait à faire pour continuer le développement de ce concept. Autrement le même matériau et procédé de fabrication ainsi que la forme structurale ont également été utilisés pour produire un plancher d'autobus [VAIDYA et coll., 2004]. Ce plancher a une épaisseur totale de 72,5 mm et comprend un panneau supérieur épais de 9 mm. La jonction entre le panneau ondulé et le panneau supérieur est alors réalisée avec de la colle chaude en fusion (*hot melt glue*) de marque 3M® sur des surfaces larges de 38,1 mm (Figure 2.16).

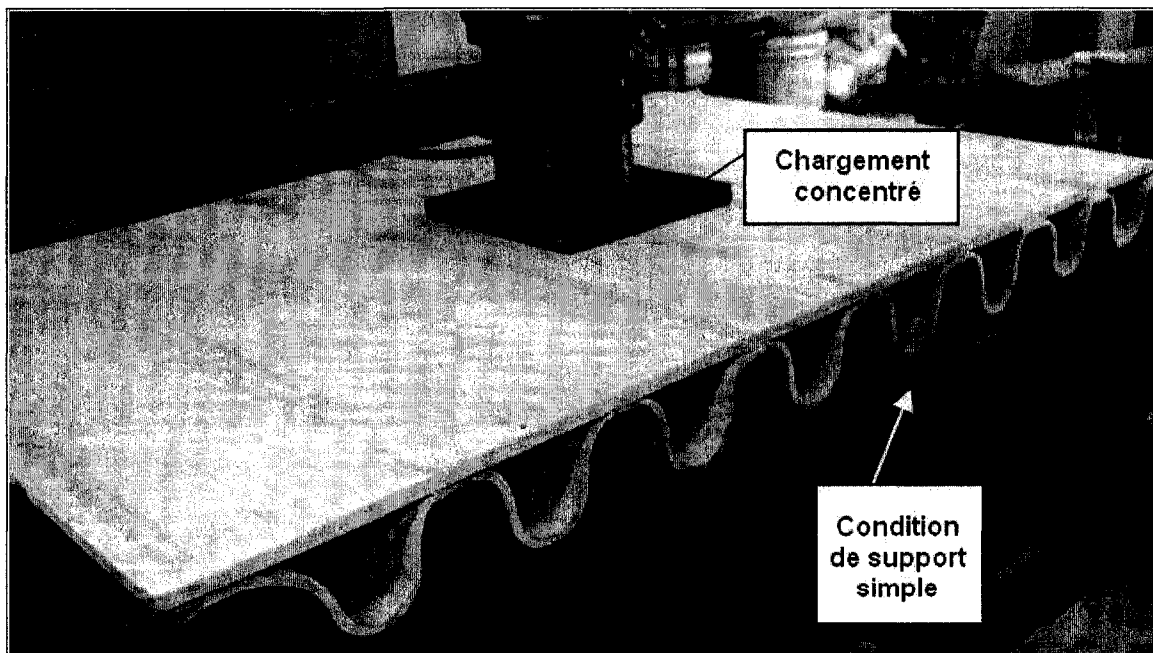
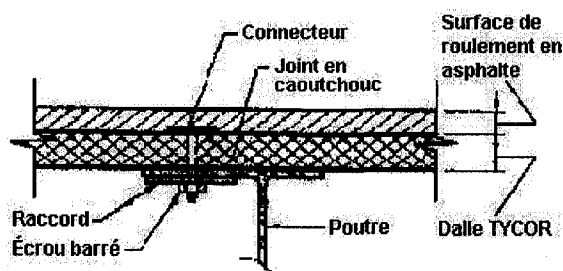


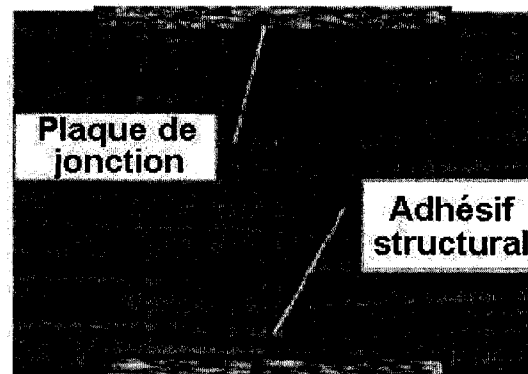
Figure 2.16 Essai de chargement sur un plancher d'autobus en polypropylène renforcé de verre [VAIDYA et coll., 2004].

2.4 Techniques d'installation

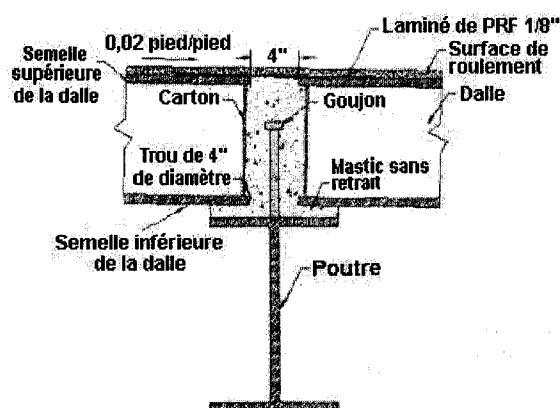
La connexion entre la dalle et les poutres du pont est réalisée par des moyens qui sont spécifiques d'un fabricant à l'autre. Les joints avec boulons ou par goujons de cisaillement enrobés de béton sont les plus courants. Pour les jonctions entre modules de dalle, les joints collés conjointement avec des goujons de cisaillement ou ceux avec des pièces comportant des géométries complémentaires (*interlocking connections*) ont été utilisés. Il a déjà été admis que les connexions sont un élément de conception qui nécessite davantage de développement et que leur normalisation pourrait être avantageuse [KARBHARI, 1996]. Les dirigeants de *Project 100* qui vise l'installation de cent tabliers en PRF sur des ponts en Ohio ont d'ailleurs déjà changé leur objectif pour se concentrer au développement de méthodes standardisées pour l'installation et les détails de connexion des tabliers en PRF [FORTNER, 2001]. Il apparaît toutefois que le choix de la meilleure méthode de connexions est dicté par le type de dalle en usage. L'expérience indique qu'en chantier il est avantageux de pouvoir réaliser la connexion dalle/poutre en grande partie du dessus de la dalle. La Figure 2.17 présente certaines des connexions retrouvées dans la littérature.



(a)



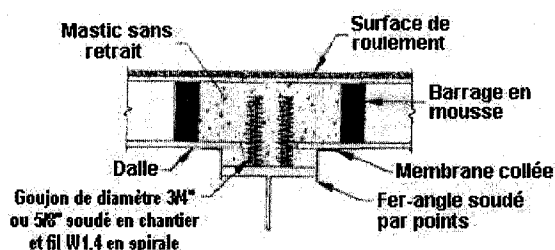
(d)



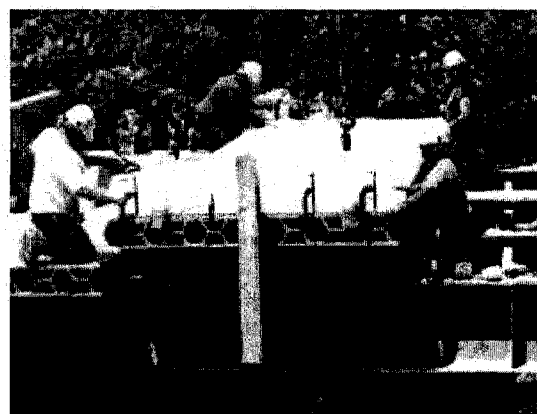
(b)



(e)



(c)



(f)

Figure 2.17 Connexions de dalle/poutre et dalle/dalle : a) avec boulons (3TEX Inc.); b) avec goujon de cisaillement (Creative Pultrusions Inc.); c) avec goujons de cisaillement (Martin Marietta Composites Inc.); d) joint collé avec bande de recouvrement (Hardcore Composites Inc.); e) joint collé avec géométries complémentaires et goujons (Martin Marietta Composites); f) joint collé avec géométries complémentaires (Creative Pultrusions Inc.).

La stratégie de connexion dalle/poutre gouverne à quel degré en flexion les dalles du tablier travailleront conjointement avec les poutres du pont (action composite) [BAKIS et coll., 2002]. Le degré d'action composite peut être vérifié en déterminant l'axe neutre de flexion de l'ensemble dalle et poutres [ALAMPALI et coll., 2003]. En modélisation par éléments finis, il a été observé que le passage d'une configuration de supports simplement supportés à encastres peut réduire la flèche de moitié [SHEN et coll., 2002]. L'efficacité de la connexion dalle/poutre a également été reconnue pour influencer le facteur d'impact dû à une charge transitoire [REISING et coll., 2004]. Dans le cas particulier des dalles de type panneau sandwich, la connexion dalle/poutre devrait prévoir l'évitement d'efforts importants en tension sur l'épaisseur de la dalle afin de contrer la décohésion possible des panneaux de surface au matériau de cœur [BAKIS et coll., 2002]. Une méthode de connexion par adhésif pour mieux répartir les efforts a déjà été expérimentée [KELLER et coll., 2005]. En effet, certaines méthodes de connexion dalle/poutre peuvent générer des concentrations de contraintes et le besoin de percer des ouvertures dans les dalles peut également affecter leur durabilité. La connexion par adhésif expérimentée a permis d'obtenir une action composite complète et elle a résisté à dix millions de cycles de fatigue sans perte de rigidité pour l'ensemble dalle/poutre. Keller a de plus relevé que les tabliers de pont traditionnels en béton armé contribuent habituellement de façon importante à la rigidité de la structure du pont en direction longitudinale (sens de la circulation). Les tabliers en PRF sont généralement moins rigides dans cette direction et les connexions entre dalles réduisent encore cette rigidité [KELLER, 2007]. Certaines dalles en PRF utilisées pour le remplacement de tabliers existants étaient moins épaisses que leur prédécesseur; des moyens ont été pris pour surélever les dalles afin qu'elles soient à une hauteur raisonnable par rapport à la route adjacente (Figure 2.18).

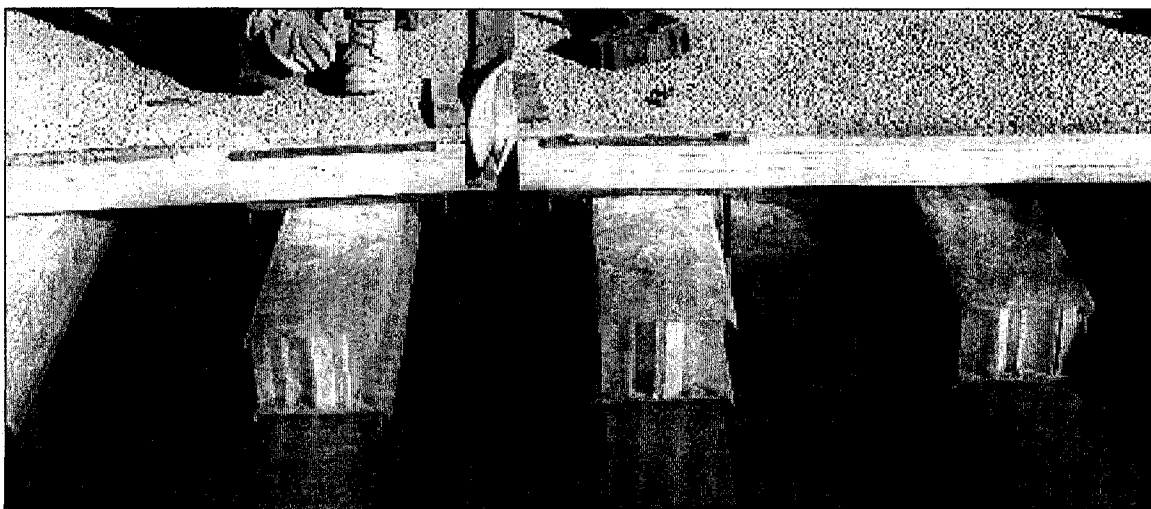


Figure 2.18 Moyens pris pour surélever des dalles de remplacement en PRF. (Source : www.ksci.com)

Pour la surface de roulement du pont, le dessus en PRF des dalles est généralement recouvert d'une couche de ciment polymère appliquée en usine ou en chantier. Au cours d'essais de passage de camion chargé, la présence d'un accroissement local important de la déformation du PRF directement au-dessous de la surface de contact des pneus du camion a déjà été remarquée [ALAMPALI et coll., 2003]. Il est recommandé de tenir compte de ce phénomène lors de la conception de la surface de roulement. La pression des pneus doit idéalement être bien distribuée sur le tablier. Certains des ponts avec dalles en PRF ont connu la rupture prématurée et le décollement de la surface de roulement [WATTANADECHACHAN et coll., 2006]. Une étude a récemment portée sur la compatibilité thermique et l'adhérence de différents matériaux de surface de roulement sur une dalle en PRFV préalablement traitée au jet de sable [ABOUTAHA, 2007]. Des surfaces de roulement en béton polymère, en béton polymère modifié, en asphalte et un hybride de béton polymère et polymère modifié ont été soumises à des cycles de gel / dégel / chauffage (-23°C / 23°C / 60°C). La surface hybride de béton polymère (directement sur le PRFV pour sa bonne capacité d'adhérence) et béton polymère modifié (par dessus et exposé au roulement pour sa bonne résistance à l'usure) serait une bonne solution selon les données de l'étude. L'auteur a également proposé une surface en béton armée de treillis en PRF intégré à la surface de la dalle et une surface de tuiles de béton préfabriquées assemblées avec du béton polymère. Pour ce qui est des pentes d'écoulement d'eau, elles peuvent être introduites directement dans les dalles ou bien réalisées lors de l'installation. Les garde-fous ont déjà été installés soit attachés à la structure

du pont (aux poutres), soit retenus avec des poteaux introduits par des ouvertures dans les dalles ou boulonnés par des tiges encastrées sur les côtés des dalles. Des parapets ont également été installés retenus par des goujons de cisaillement sortant des dalles, de façon similaire à certaines connexions dalle/poutre.

2.5 Durabilité environnementale

Comme déjà mentionné la majorité des dalles de pont en PRF sont constituées de fibres de verre avec de la résine vinylester ou polyester isophtalique. La durabilité de ces PRF a été vérifiée pour l'exposition face aux rayons ultraviolets (UV), le contact avec des solutions salines et du carburant diesel [Busel et coll., 2000]. Après 10 000 heures d'exposition, le module d'élasticité et la résistance en tension du PRF sont demeurés à l'intérieur de trois écarts types des propriétés moyennes avant exposition. La durabilité de laminés de polypropylène renforcé de fibres de verre moulés en continu et destinés aux dalles de tablier de pont a été étudiée à l'Université de Sherbrooke [ROBERT, 2006]. Des spécimens ont été vieillissés par immersion en eau distillée et en solution saline à diverses températures et par exposition à des cycles de gel/dégel. Les propriétés sous chargement en flexion de spécimens vieillissés et vierges ont ensuite été évaluées. Les résultats de propriétés en flexion ont ensuite été utilisés pour construire un modèle de prédiction des propriétés à long terme. Ce modèle est basé sur la loi de Fick et le concept d'Arrhenius. Le modèle obtenu prédit qu'après environ vingt ans d'exposition à 6°C d'une solution saline simulant les sels de déglacage des routes, la résistance et le module d'élasticité en flexion seront respectivement à 50 % et 75 % de leur valeur initiale. Pour optimiser ce matériau, il sera toujours éventuellement possible d'ajuster la composition du laminé de polypropylène renforcé. En effet, diverses recettes de polypropylène sont disponibles.

L'organisme *Civil Engineering Research Foundation* (CERF) a dirigé une étude pour évaluer les besoins en caractérisation de la durabilité environnementale des PRF utilisés dans le domaine de la construction civile [CERF, 2001]. L'étude a porté sur les effets d'exposition du PRF à l'humidité, aux solutions aqueuses et aux environnements alcalins, les effets

thermiques, de fluage et de relaxation, la fatigue, l'effet des rayons ultraviolets et ainsi que la résistance au feu. Les auteurs ont entre autres plaidé pour continuer les recherches afin d'arriver à prédire la durée de vie des composantes avec plus d'assurance. Il a d'ailleurs été avancé que l'absence de données fiables sur la durabilité des composantes en PRF pour la construction est un obstacle critique à leur utilisation par les concepteurs de structures [KARBHARI et coll., 2003]. Le Code canadien des ponts donne quant à lui des directives pour favoriser la meilleure durabilité des composantes en PRF [CAN/CSA-S6-06, 2006]. Il fait cependant surtout allusion à l'utilisation de barres d'armature en PRF dans les dalles et poutres en béton et les câbles de précontrainte internes et externes. L'utilisation de ces composantes en PRFV est permise pour des poutres ou dalle en béton précontraint ou non, des platelages précontraints en bois et des dispositifs de retenu. Dans le cas des polymères thermoplastiques, ceux ayant une durabilité éprouvée peuvent être utilisés sous réserve d'une approbation préalable. Il est également indiqué par exemple de protéger les systèmes en PRF à liaison externes qui peuvent être endommagés par l'impact de véhicules, de glace et de débris. Pour la résistance au feu du PRF, Head a suggéré que le matériau constituant le pont devrait pouvoir bien résister à la propagation d'une flamme [HEAD, 1992]. Il a considéré que ce matériau devrait obtenir au minimum un résultat de classe 2 à l'essai *Surface Spread of Flame BS 476 Part 7*. Il a noté qu'un PRF ayant un fort pourcentage de verre est avantage dans cet essai. Il a également indiqué que le matériau constituant le pont ne devrait pas contribuer significativement à la quantité de chaleur générée par la combustion.

La stabilité dimensionnelle au cours du temps est aussi à considérer, même si en général les dalles de tablier de pont ne sont pas soumises à des charges permanentes importantes. Le fluage peut se manifester selon le niveau de contrainte et la température. La structure chimique de la résine peut se modifier au cours du temps, ce qui pourrait produire du retrait et de la distorsion. Des échantillons ont par exemple déjà été soumis à des conditions environnementales alors qu'ils subissaient une contrainte de flexion constante (Figure 2.19) [HELBLING et coll., 2002].

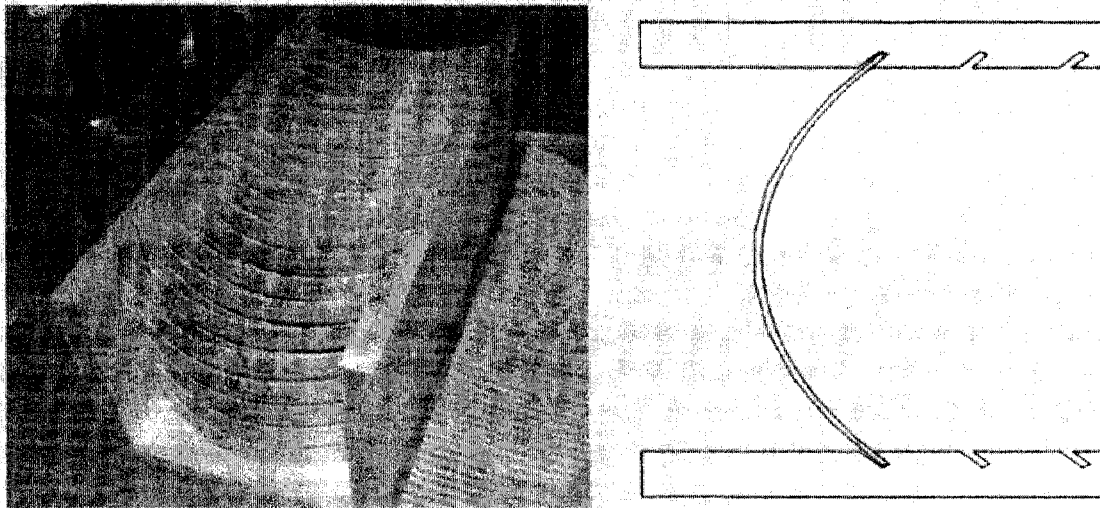


Figure 2.19 Montage en flexion pour l'exposition à des conditions environnementales [HELBLING et coll., 2002].

Les essais de durabilité d'un PRF sont généralement effectués sur des échantillons de laminé du matériau. Il importe de s'attarder à l'interprétation des résultats d'essais de dégradation. En effet, la pièce en service est habituellement soumise à une combinaison de facteurs dégradants alors que les essais n'englobent généralement pas tous ces facteurs. Il faut alors déterminer à quel point tous ces facteurs ont un effet cumulatif sur la dégradation de la pièce. Certains essais pour évaluer la durabilité des produits de PRF sont également effectués sur la fibre seule et la matrice seule. Dans de tels cas, il faut être prudent dans l'interprétation des résultats puisque le composite formé de ces constituants peut avoir un comportement de durabilité différent [BAKHT et coll., 2000]. Pour la détection du niveau de dommage dans un tablier en PRF déjà en service, une technique d'analyse de réponse vibratoire a été étudiée [BURGUENO et coll., 2001]. Des méthodes d'inspection et de suivi de l'état de ponts en PRF sont également développées par la compagnie *Construction Technology Laboratories Inc.* aux États-Unis [CTL GROUP, 2007]. L'historique de la performance des produits de PRF dans d'autres domaines d'application peut être consulté pour entrevoir leur durabilité et l'existence de phénomènes rencontrés par l'expérience qui méritent une attention particulière. Des produits tels un plancher mobile de piscine, un bâtiment de type hutte monocoque et un toit de bâtiment ont été réalisés [BÉLANGER, 1992]. Il est pertinent de vérifier la nature des matériaux utilisés dans ces cas. La connaissance et l'application de méthodes et pratiques de

mise en œuvre des PRF apprises par l'expérience et recommandées par les fabricants de produits constituant des PRF peuvent également être avantageuses. La série de conférences Internationales sur la Durabilité et les Applications des Composites de PRF en Construction (CDCC) a également permis d'accumuler des données de recherche et d'utilisation sur les PRF comme matériau de ponts [CDCC, 2007; CDCC, 2002; CDCC, 1998].

2.6 Commercialisation

Des chercheurs ont réalisé une étude sur la viabilité économique de l'utilisation des PRF pour la fabrication de ponts [NYSTROM et coll., 2003]. Ils se sont basés sur les coûts engagés lors de la fabrication de deux de ces ponts en PRF. Ces deux ponts furent construits dans un contexte expérimental et ont été considérés comme des prototypes au moment de l'étude économique. Les auteurs ont donc extrapolé les coûts qu'engagerait la mise en place d'un de ces ponts une fois la technologie arrivée à maturité. Les coûts du pont en PRF sont ensuite comparés à ceux associés à la construction d'un pont traditionnel en béton armé. La durée de vie des ponts est considérée de 60 ans pour celui en PRF et de 40 ans pour le traditionnel. L'étude conclut que le choix de la technologie traditionnelle est économiquement plus avantageux que les PRF pour la mise en œuvre d'un pont. Il est observé que le coût des matériaux est une catégorie où les ponts en PRF auraient place à une économie. Les auteurs expliquent que le prix des constituants demeurera stable dans l'industrie des PRF, même si le marché des ponts se développe. La ventilation des coûts considérés pour cette comparaison est présentée au TABLEAU 2.2. Cette étude a porté sur un pont complètement construit en PRF et les auteurs affirment que le surplus de coûts par rapport au pont traditionnel serait moindre dans le cas où seulement le tablier du pont serait remplacé par des pièces en PRF.

TABLEAU 2.2 COMPARAISON DES COÛTS D'UN PONT TRADITIONNEL ET EN PRF.

	Pont en PRF	Pont traditionnel
Matériaux	384 \$/m ²	195 \$/m ²
Fabrication	166 \$/m ²	91 \$/m ²
Installation	43 \$/m ²	61 \$/m ²
Frais d'entreprise	148 \$/m ²	86 \$/m ²
Coût total de mise en œuvre	741 \$/m ²	433 \$/m ²
Coût de remplacement	76 \$/m ²	164 \$/m ²
Coût total sur la durée de vie du pont	817 \$/m ²	597 \$/m ²

En 2002 le coût moyen des tabliers de pont en PRF se situait au mieux autour de 700 \$ par mètre carré sans la surface de roulement [BAKIS, 2002]. Ce montant correspond pour une masse surfacique moyenne de 100 kg par mètre carré à une valeur d'environ 7 \$ par kilogramme de matériau. En comparaison, le coût d'un tablier traditionnel était alors évalué à 322 \$ par mètre carré. Keller est d'avis que techniquement les dalles de tablier de pont en PRF réalisées jusqu'à maintenant sont plus propices aux ponts avec portée maximale d'environ 20 mètres; ce fait n'est pas limitatif du point de vue de la commercialisation puisqu'environ 80 % des ponts ont une portée inférieure à 20 mètres [KELLER, 2007]. Étant donné que les tabliers en PRF sont encore plus dispendieux que les tabliers traditionnels, leurs avantages de poids, durabilité et rapidité de construction doivent être exploités pour bénéficier d'une utilisation avantageuse. Les cas de ponts basculants, ponts historiques et ponts en milieu urbain sont des exemples où les tabliers en PRF sont à considérer. Une autre application avantageuse est dans le cas où le pont à rénover a une limitation de capacité qui doit être éliminée. Une telle situation nécessite généralement une reconstruction complète du pont, mais le remplacement du tablier traditionnel par un tablier en PRF peut limiter l'ampleur de la reconstruction. En effet, puisque le tablier de remplacement en PRF peut avoir un poids d'environ 20 à 25 % de celui du tablier traditionnel, la masse structurale peut être réduite et la capacité du pont augmentée. Une telle situation s'est présentée pour la réhabilitation du pont *Bentley Creek* dans l'état de New York [INDUSTRY NEWS, 2000]. Par l'utilisation d'un tablier de remplacement en PRF, la charge structurale sur ce pont avec poutres d'acier a été réduite de 265 tonnes, et sa restriction de capacité (poids de véhicule maximal de 14 tonnes) a

donc pu être enlevée (Figure 2.20). En incluant la restauration de la structure existante, ce projet a coûté 875 000 \$, comparativement à un estimé de 2 300 000 \$ pour la reconstruction complète d'un pont du même type.

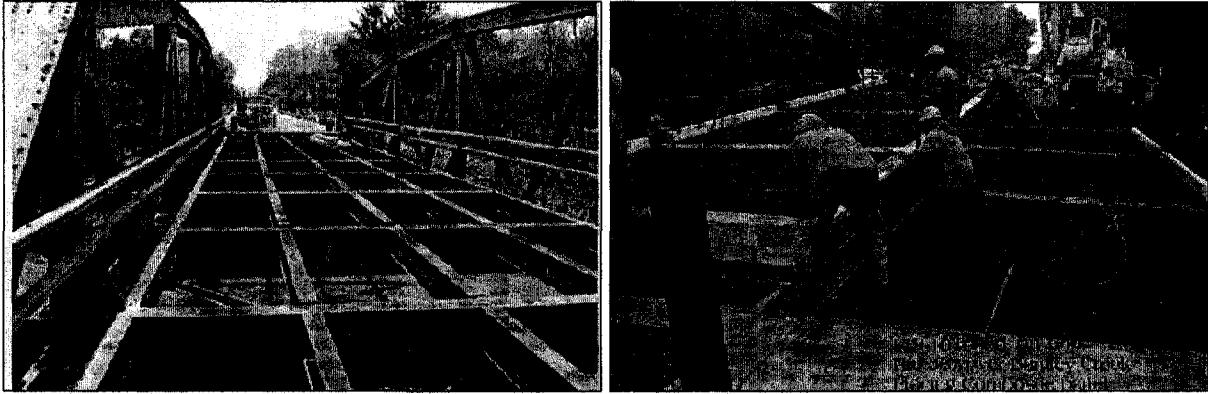


Figure 2.20 Pont *Bentley Creek* : structure en acier dépouillée et installation des dalles en PRF. (Source : ALAMPALLI et coll., 2001)

Pour que les ponts en PRF soient utilisés à grande échelle, Scalzi mentionne que l'industrie des PRF devra s'organiser pour que ses produits soient utilisés de façon contrôlée et qu'ils soient davantage normalisés [SCALZI, 2000]. Il mentionne également que les ponts en PRF devront pouvoir provenir d'au moins trois fournisseurs pour qu'ils puissent intégrer le système actuel de soumission aux États-Unis pour les travaux publics. À ce jour, il y a 18 fournisseurs de tablier de pont en PRF répertoriés sur le site Internet de l'organisme *United States Department of Transportation Federal Highway Administration* (www.fhwa.dot.gov). De ces 18 fournisseurs, 15 proviennent des États-Unis et 3 sont d'origine internationale. Lors de leur projet pilote sur l'essai de tabliers de pont en PRF, l'équipe de l'Université de Missouri-Rolla a procédé à l'évaluation de deux propositions de fournisseurs de tablier, soit les fabricants *Hardcore Composites Inc.* et *Kansas Structural Composites Inc.* [NYSTROM et coll., 2002]. Ils ont choisi la proposition de *Kansas Structural Composites Inc.* selon leurs critères et méthode de sélection. Ils ont utilisé un système de pointage pour évaluer les propositions de tabliers selon différents critères : la conception (125 points), la fabrication (75 points), l'installation (100 points), la qualité d'échantillons d'essai (100 points), la qualité d'un manuel d'inspection et d'entretien (50 points) et la qualité de l'ingénierie (50 points).

De plus en plus, les acheteurs de structure de pont considèrent le coût de cycle de vie (*life cycle cost*) dans leur décision d'investissement. Cette approche a l'avantage de tenir compte des coûts engendrés pour une structure sur sa durée de vie et non seulement lors de la construction. Par contre lorsqu'un taux d'escompte plus élevé est utilisé dans l'analyse, les coûts futurs d'entretien ou de réparation d'une structure deviennent moins importants au temps de l'investissement [HEAD, 1992]. En effet, avec un taux d'escompte de 6 % et tenant compte d'un taux d'inflation de 2 %, une dépense d'un dollar dans quarante ans représente 23,18 cents aujourd'hui. Il n'est donc pas surprenant que plusieurs décisions soient encore prises basées sur le coût initial du projet. Les coûts engendrés par le détournement de la circulation durant la vie d'un pont peuvent également être pris en compte dans un projet. Ces coûts représentent une portion importante du budget d'un projet pour une route achalandée [HEAD, 1992]. Le temps de construction réduit des tabliers en PRF leur donne un avantage marqué.

Il a déjà été avancé que pour qu'une nouvelle technologie en remplace une établie et éprouvée, elle doit être meilleure et plus économique que l'actuelle. Avec la présente dégradation répandue des ponts, le concept de tablier de pont en PRF a toutes les raisons d'être amélioré en termes de performance fonctionnelle et économique. L'évidence est que les propriétaires privés ou publics de structures sont toujours à la recherche de nouveaux matériaux et concepts de structures qui sont plus économiques, plus résistants et durent plus longtemps que ceux en utilisation [BALLINGER, 1992]. En conclusion, notons qu'il a été soulevé que l'introduction des PRF en construction pourrait suivre une évolution similaire à celle d'autres matériaux qui ont déjà percé un nouveau marché d'application [BAKIS et coll., 2002]. Lorsque l'acier a été introduit comme matériau de construction, il a été produit dans des formes qui ressemblaient au bois. Il est possible que les avantages des propriétés et méthodes de fabrication des PRF puissent davantage être exploités dans le futur à mesure que l'expérience est acquise.

CHAPITRE 3

REVUE DE LITTÉRATURE : CONCEPTION ET ESSAI DE CHARGEMENT

Ce chapitre présente une revue des activités de recherches déjà réalisées qui sont en lien direct avec le présent projet. Un résumé des démarches de conception de dalle en PRF réalisées est d'abord présenté. La démarche de conception consiste habituellement à évaluer les performances de différentes géométries de structures de dalles en termes de flèches et contraintes admissibles. La modélisation par éléments finis fait généralement partie de la méthode de conception utilisée. Les essais de chargement en laboratoire sur des dalles-prototype seront ensuite explorés, tant pour les chargements statique que cyclique de fatigue. Les types de montage d'essai, l'ampleur des charges appliquées, les méthodes de mesures, la planification et la durée des essais de fatigue ainsi que les résultats obtenus font partie des sujets exposés.

3.1 Conception de dalle de tablier de pont en PRF

À ce jour, la conception de dalles de tablier de pont en PRF ne fait pas l'objet d'un Code détaillé, la conception pour chaque projet est réalisée sur une base individuelle. Comme pour la conception de tablier de ponts traditionnels, la conception des dalles en PRF est habituellement basée sur la considération d'états limites. Les états limites sont des états de sollicitations d'une structure, souvent des états de chargement, les plus sévères considérés pour la fonction de cette structure. Les Codes de pont stipulent principalement un état limite de chargement ultime, un état limite d'utilisation (de service) et un état limite de fatigue [CAN/CSA-S6-00, 2000]. Le concepteur s'assure donc que la structure est en mesure de satisfaire les états limites de service (flèche), ultime (résistance) et de fatigue (conservation des propriétés).

Dès 1985, Henry a analysé les performances de plusieurs géométries structurales de dalle de tablier de pont en PRF [HENRY, 1985]. Ces dalles ont une épaisseur de 228,6 mm et leur structure interne ressemble à des treillis de poutre d'acier. Comme configuration d'analyse, il a utilisé une charge de roue de 16 000 livres (32 000 livres par essieu), une portée de sept pieds et une largeur de dalle de seulement 203,2 mm. La charge est distribuée seulement dans la direction transverse à la circulation, de sorte que la dalle est modélisée comme unidirectionnelle. Ceci est basé sur le fait que la portée longitudinale, dans le sens de la circulation, est beaucoup plus grande que la portée transverse. Les cas de portée simple de 2,13 mètres et de quatre portées, au total 8,53 mètres, ont été étudiés avec les charges positionnées pour générer la flèche maximale. La dalle est modélisée par éléments finis avec le logiciel SAP IV ©. Le module d'élasticité pour le PRF est établi à 20,7 GPa et soit des éléments barre (*truss*) ou soit des éléments plaque sont utilisés. Il est précisé que le flambage n'est pas pris en compte dans l'analyse. Deux conditions de support aux extrémités de la dalle sont étudiées, soit avec des rotules aux deux extrémités de l'épaisseur de la dalle ou seulement en bas. Il est considéré que les conditions de support réelles seraient entre ces deux dernières. Les résultats d'analyse font ressortir une géométrie de dalle en «X» comme la plus performante pour une quantité de matière donnée (Figure 3.1). Noter que la forme en «X» fait face à la direction de la circulation, de sorte que la structure interne de la dalle agit tel un treillis de poutres entre les supports. L'analyse avec quatre portées montre que les résultats de flèche et de contrainte se situent dans l'intervalle des résultats de portée simple avec les deux conditions de supports. Henry avait dès lors observé que le design de ces dalles était toujours contrôlé par la flèche. Fait à noter que le modèle avec des éléments plaque a généré une flèche moindre que celui avec des éléments barre, ce qui doit être attribuable à la représentation de rigidité en flexion des éléments plaque.

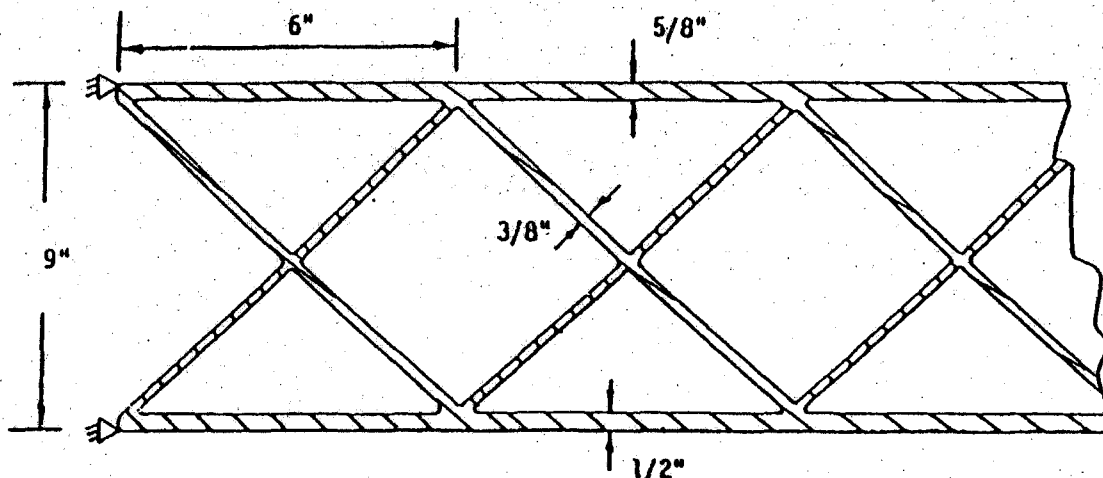


Figure 3.1 Géométrie de la dalle en «X» proposée par Henry avec la condition de support double [HENRY, 1985].

Une étude sur le transfert technologique des matériaux composites à la conception et la construction de ponts a été réalisée en 1989 pour le compte du département des transports des États-Unis [AHMAD et coll., 1989]. Le modèle de dalle en «X» proposé par Henry est utilisé pour l'analyse. L'étude a fait ressortir que pour les tabliers de pont en PRF, les principaux avantages par rapport aux tabliers traditionnels seraient le poids réduit, la construction modulaire en usine qui réduit le temps de construction en chantier et également la résistance aux conditions environnementale. Les désavantages appréhendés sont le coût initial plus élevé et la rigidité plus faible du PRF. Il a également été observé que comme pour toute construction en matériaux composites les jonctions sont difficiles à réaliser, de sorte qu'une dalle de tablier de pont en PRF devrait couvrir la plus grande surface possible. Il avait dès lors été évalué que les tabliers de pont en PRF auraient un poids de 20 à 30 % de celui d'un tablier traditionnel et que la charge morte de l'ensemble de la structure du pont serait réduite de 54 %. Cet avantage pourrait permettre entre autres d'ajouter des voies de circulation pour une même structure de pont donnée. Pour le comportement vibratoire d'un tablier en PRF, les auteurs mentionnent que les propriétés d'amortissement du PRF supérieures à celle de l'acier ou du béton pourraient compenser les problèmes potentiels posés par une masse réduite. L'effet de la dilatation thermique a également été évalué pour une plage de température de -21 à 71°C. Les résultats d'analyse par éléments finis ont montrés que le niveau de contrainte peut être accentué de jusqu'à 77 %. Les auteurs ont indiqué que la sélection appropriée de la

composition des laminés de PRF peut diminuer ces effets thermiques, quoiqu'il soit possible que des joints d'expansion doivent pouvoir prévoir des expansions importantes pour des composantes à base de fibres de verre. Le comportement au feu d'un tablier en PRF a également été étudié, mais la conclusion indique que davantage d'essais sont nécessaires pour déterminer si l'utilisation d'une barrière de protection ou un retardant est nécessaire.

Plecnik et coll. ont par la suite révélé que la géométrie en «X» a délibérément été choisie pour transférer les charges comme un treillis de poutres [PLECNIK et coll., 1991]. Ils ont argumenté que cette disposition résulte en moins de flèche qu'une configuration de section en flexion tel les panneaux sandwich. Ils ont indiqué qu'avec la configuration en «X» les parois de PRF travaillent de façon axiale, en tension ou en compression, ce qui procure une meilleure utilisation du matériau que pour des parois sollicitées axialement et en flexion qui résultent également en des contraintes de cisaillement inter laminaire. Ces dernières affirmations, quoique pertinentes vu leur approche fondamentale, sont discutables selon nous. En effet, les panneaux sandwich sont assez répandus et utilisés par exemple pour les planchers d'avion de passagers commerciaux. Le flambage des parois de treillis en compression est également une éventualité avec une configuration telle la géométrie en «X». La masse plus légère d'un tablier panneau sandwich par rapport à d'autres constitués de sections pultrudées a été suggérée attribuable à une utilisation plus efficace des matériaux [BAKIS, 2002]. Autrement, il a été réalisé tôt qu'à cause du module d'élasticité plus faible des composites à base de fibres de verre, la flèche en service serait l'exigence limitative dans la conception d'une dalle [PLECNIK et coll., 1991]. Il en résulte également que le niveau de contrainte du PRF dans les dalles demeure bas à l'état limite de service, l'expérience a montré que des facteurs de sécurité globaux de quatre à cinq peuvent être réalisés [KELLER, 2007].

Il a été reconnu rapidement que la conception d'une dalle en PRF doit prévoir les moyens de fabrication envisagés [HEAD, 1992]. En effet, le concept devrait être compatible avec un procédé de fabrication efficace et profiter au maximum de ses qualités. Le procédé de pultrusion est souvent affecté pour sa compatibilité à la production en continu et au contrôle de la qualité. Il n'est donc pas surprenant de rencontrer beaucoup de concept de dalle propice à la pultrusion. Karbhari a mené un projet de conception de dalle en PRF, il a d'abord

cherché à obtenir une rigidité entre celles d'une dalle en béton armé existante non fissurée et fissurée [KARBHARI, 1996]. Il est également soucieux de produire une dalle qui absorbe une quantité importante d'énergie en déformation pour obtenir un comportement ductile et bénéficier d'un facteur de sécurité en rupture. Aref et coll. ont fait la conception d'une dalle en PRF destinée à être fabriquée par enroulement filamentaire [AREF et coll., 1996]. La dalle est constituée de tubes entourés d'une couche en PRF, tous produits par enroulement filamentaire (Figure 3.2).

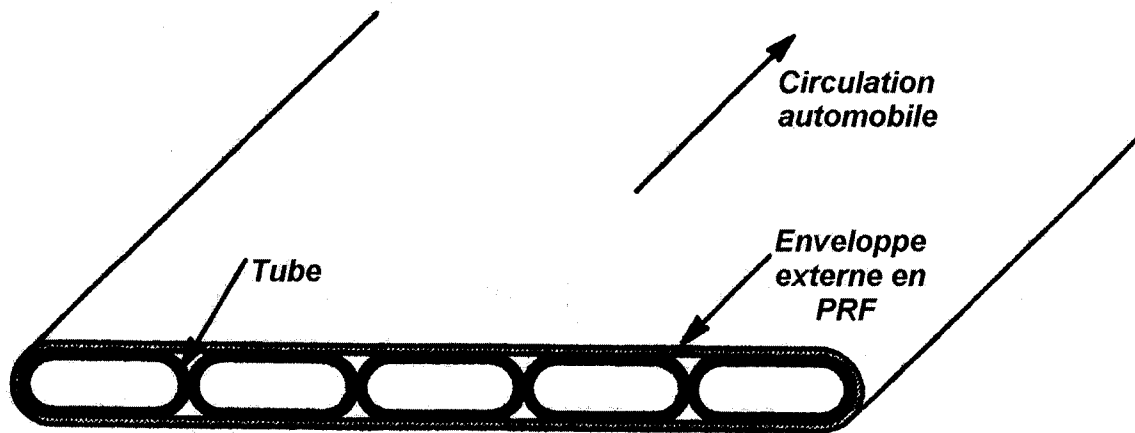
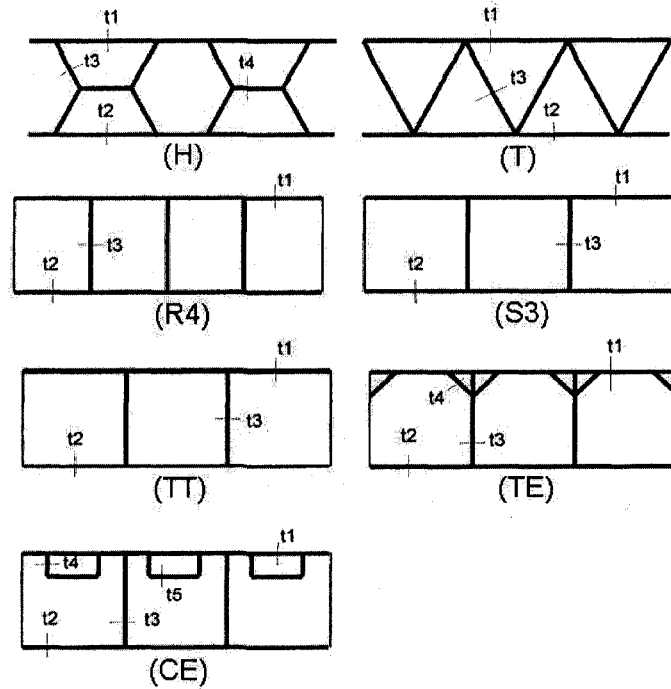


Figure 3.2 Dalle produite par enroulement filamentaire conçue par Aref et coll. [1996].

Ils ont misé sur l'efficacité structurale des coques pour ce concept. Un transfert efficace des efforts de cisaillement est également recherché, prévu par les surfaces de contact importantes entre les tubes et la couche externe. Avant l'analyse par éléments finis, la dalle est ramenée à un modèle de plaque orthotropique équivalente afin de simplifier l'analyse. Ceci permet aisément d'étudier l'effet de divers paramètres (nombres de tubes, angle des fibres, épaisseur des laminés) et d'optimiser la conception pour diverses applications. À partir de la géométrie et des propriétés des laminés, une matrice de rigidité est construite, menant avec simplification en une seule équation matricielle reliant les moments fléchissants aux courbures de la plaque. Une méthode de Ritz est ensuite appliquée pour résoudre cette équation et obtenir la flèche à mi-hauteur de la plaque. Cette solution se compare bien à celle issue de l'analyse par éléments finis. Les auteurs ont développé avec cette approche une procédure pour minimiser automatiquement la masse d'une dalle par le choix optimal d'épaisseurs de laminés qui respectent une exigence de flèche maximale. La méthode fait

l'hypothèse que la rigidité gouverne la conception; la résistance doit être vérifiée par après. Le concept de plaque orthotropique homogène équivalente permet également de modéliser le noyau d'un panneau sandwich lorsque celui-ci a une constitution discontinue dans l'espace mais qui se répète. Le résultat est un modèle de plaque homogène aux propriétés équivalentes à celles du noyau. Cette plaque équivalente jumelée aux peaux de PRF du panneau sandwich peut être traitée selon l'analyse classique de la flexion d'une plaque ou d'une poutre [DAVALOS et coll., 2001; HE et coll., 2002]. En présence d'une dalle ayant une géométrie simple et constante dans le sens de la flexion, les méthodes de calcul de flèche classiques peuvent même être appliquées pour déduire le comportement global de la dalle. Si par contre la dalle analysée est plus large par rapport à la zone de chargement, le profil de la flèche en direction transverse est plus difficile à analyser avec les méthodes classiques. Williams et coll. ont obtenu une concordance à près de 10 % de leurs résultats expérimentaux avec ce type d'approche simple [WILLIAMS et coll., 2003]. Ils ont tout de même précisé que cette analyse est valide dans la plage de comportement linéaire de la dalle.

Gan et coll. ont cherché à améliorer par l'analyse par éléments finis les performances structurales de dalles déjà produites par pultrusion [GAN et coll. 1999]. Ils ont vérifié la rigidité globale et locale, la contrainte maximale admissible et la résistance au flambage. Pour les parois sujettes au flambage local, la théorie conseille évidemment d'augmenter la rigidité en flexion de la paroi, de restreindre davantage son mouvement et d'observer l'effet de la longueur d'onde de flambage. Les auteurs étaient davantage concernés par le flambage local du panneau supérieur des dalles. Sur ces bases, diverses géométries de dalles sont proposées pour être soumises à une analyse sous chargement avec l'aide de la modélisation par éléments finis (Figure 3.3).



Dimensions géométriques des sections profilées (mm)

	S3	H	T	R4	TT	TE	CE
T1	12	9	9	11	14	11	11
T2	12	9	9	11	10	9	9
t3	12	8	8,2	10,6	12	12	10
t4						5,7	5
t5							7

Figure 3.3 Géométrie des dalles analysées par Gan et coll.: dalles déjà produites (H, T, R4), dalle de référence (S3), dalle avec panneau supérieur épaissi (TT) et dalles avec supports additionnels sur le panneau supérieur (TE, CE).

La géométrie TT mise sur une rigidité accrue du panneau supérieur pour prévenir le flambage, la géométrie TE prévoit diminuer la longueur de flambement et également contribuer à diminuer la déformation du panneau supérieur, alors que la géométrie CE augmente la rigidité en flexion du panneau supérieur. Ces nouvelles géométries utilisent la même quantité de matière. Les dalles sont modélisées en éléments finis sur trois portées de 2,67 mètres avec une charge de roue au milieu de la portée centrale. Avec le logiciel ABAQUS © [ABAQUS, 1994], des éléments 3D sont utilisés pour l'analyse des contraintes; ils sont ensuite remplacés par des éléments coques pour l'analyse du flambage local. Pour la flèche du panneau inférieur, les géométries S3, T et TE obtiennent les meilleurs résultats, et l'épaississement du

panneau supérieur par le passage de la géométrie R4 à S3 procure une amélioration de 18 % (TABLEAU 3.1). La flèche du panneau supérieur est significativement plus élevée que celle du panneau inférieur, ce qui souligne l'importance de la rigidité locale du panneau supérieur. Cette fois la géométrie R4 obtient l'avantage sur la S3, elle contient un support supplémentaire pour le panneau supérieur. La géométrie TE obtient un bon résultat alors que la forme trapézoïdale H est beaucoup moins performante. Les auteurs avancent que la géométrie H souffre du fait que le panneau supérieur est supporté par des parois inclinées qui sont en flexion alors que des parois verticales en compression sont plus efficaces.

TABLEAU 3.1 RÉSULTATS NUMÉRIQUES NORMALISÉS DE GAN ET COLL. [1999]

	Géométries de dalle						
	H	T	R4	S3	TT	CE	TE
Flèche maximale du panneau inférieur ^a	1,07	1,01	1,22	1,00	1,07	1,16	0,97
Flèche maximale du panneau supérieur ^a	2,26	1,30	0,51	1,00	0,84	0,97	0,59
Tension du panneau inférieur (σ_t)_{max} ^a	0,95	1,00	0,94	1,00	0,95	0,95	0,96
Compression du panneau supérieur (σ_c)_{max} ^a	0,79	1,26	0,66	1,00	0,91	0,92	0,67
Rapport d'amplitude ($\sigma_c _{\max}/ \sigma_t _{\max}$)	1,62	2,47	1,37	1,97	1,88	1,91	1,36
Chargement critique de flambage (P_{cr})	0,52	0,45	0,76	1,00	1,38	1,11	1,26
^a : valeurs normalisées par rapport aux résultats de la géométrie S3.							

Les contraintes en tension (σ_t) maximales dans le panneau inférieur ne varient pas beaucoup d'une géométrie à l'autre, mais il en est autrement pour la contrainte en compression (σ_c) maximale du panneau supérieur. Il apparaît que la contrainte en compression est influencée par la distance libre du panneau supérieur, ou l'espace entre les supports de la structure interne; les géométries H, R4 et TE sont avantagées sur cet aspect. La contrainte maximale en compression est plus élevée que celle en tension pour toutes les géométries. La possibilité du flambage local est premièrement appréciée par l'observation des modes de déformation des dalles. Des déformations importantes seraient à prévoir avec le flambage du panneau supérieur des géométries originales (H, T, R4, S3). Lorsque le panneau supérieur est rigidifié, il apparaît que les parois de support peuvent flamber avant le panneau supérieur puisqu'elles subissent plus de déformation; avec la géométrie TE le flambage aurait lieu au pied des parois

de support. Les auteurs fournissent une comparaison du chargement critique de flambage (P_{cr}) et les géométries TT et TE obtiennent les meilleures performances. En conclusion, ils considèrent la géométrie TE comme la conception optimale.

L'analyse par éléments finis est aujourd'hui couramment utilisée pour modéliser les dalles et prédire leur comportement. Ces modèles permettent de discrétiser une géométrie en plusieurs parties (éléments) qui représentent le comportement du matériau afin d'obtenir plus de précision dans le comportement global de la structure. Pour y inclure les propriétés mécaniques des éléments de PRF, la théorie des laminés classique peut être employée. Cette théorie est bien établie et permet d'évaluer les propriétés globales d'un laminé qui comporte des plis de composition et d'orientation différentes. L'orientation des fibres du PRF des composantes peut être ajustée pour obtenir les propriétés optimales selon les configurations de chargement et les chemins de reprise des efforts de la structure. Notons que les PRF couramment rencontrés ont un comportement de déformation linéaire jusqu'à la rupture. Un modèle d'éléments finis simple devrait bien représenter une dalle dans sa plage de comportement linéaire, alors que les effets non linéaires demandent un modèle plus sophistiqué. La modélisation et l'évaluation de la performance d'un tablier qui a accumulé des dommages sont par exemple également plus difficiles à réaliser [WILLIAMS et coll., 2003]. La comparaison du modèle d'éléments finis avec des résultats d'essais de chargement permet de le valider; il pourra ensuite servir à observer plus en détail le comportement possible de la dalle et à étudier l'effet de modifications dans la conception et ce, avec davantage de confiance. Cette approche a été appliquée pour mieux comprendre le comportement de la dalle constituée d'une rangée de tubes carrés évaluée à l'Université Virginia Tech [HAYES et coll., 2000]. Un modèle en éléments finis en trois dimensions a été réalisé pour représenter deux configurations de chargement : une charge au milieu de la portée centrale d'une dalle couvrant trois portées, une charge au milieu d'une portée d'une dalle couvrant deux portées. Le modèle créé avec le logiciel ANSYS © [ANSYS, 2007] comprend environ 8 700 éléments brique 3D SOLID45 pour représenter la dalle et ses poutres de support. Ces éléments permettent la représentation d'un matériau aux propriétés orthotropiques. Des nœuds conjoints servent à représenter des joints boulonnés, et les joints d'adhésion entre composantes de PRF sont modélisés comme rigides (les composantes ont des nœuds

conjointes). Ce modèle obtient une flèche 10 % supérieure à celle des essais expérimentaux, ce qui a été attribué à la sélection de propriétés conservatrices pour le PRF dans le modèle. Le modèle arrive à bien représenter la déformation du PRF sur le panneau inférieur, à l'intérieur de 7 % des valeurs expérimentales; aux zones de contraintes importantes, de grandes variations de déformation sont observées dû au caractère hétérogène de la géométrie de la dalle. En effet, le modèle ainsi que les mesures expérimentales indiquent des régions qui présentent des bandes d'alternances compression/tension. Dans ces zones de variations importantes, une plus grande précision est requise par le modèle pour viser une concordance avec l'expérience. La précision du positionnement d'une jauge de déformation dans ces zones a également beaucoup d'influence sur le degré de concordance obtenu avec le modèle. En effet, l'amplitude de lecture de la jauge sera plus sensible à sa position, de sorte que le positionnement des jauges pour valider un modèle d'éléments finis devrait être bien étudié pour obtenir de façon réaliste un maximum de fiabilité.

Brown et coll. ont modélisé une dalle constituée de tubes pultrudés avec le logiciel ABAQUS © et des éléments coque S4R5 à cinq degrés de liberté par nœuds [BROWN et coll., 2001]. Ils ont utilisé des conditions de support pivot (libre) et analyser trois cas de positionnement d'une charge de roue sur la dalle pour représenter les sollicitations les plus critiques. Ces trois types de sollicitations visaient successivement le dimensionnement des panneaux de surface, des parois des tubes pultrudés et la vérification de la possibilité du flambage. Ils ont considéré le critère Tsai-Wu pour évaluer les contraintes critiques. Udin a pour sa part modélisé son concept de pont en polypropylène renforcé en éléments finis avec le logiciel ANSYS 8.0 et des éléments coque 99 [UDIN et coll., 2006; ANSYS, 2007]. Ces éléments permettent la représentation d'un matériau aux propriétés orthotropique et du même coup d'un angle d'orientation de ces propriétés. Les zones de contact entre les composantes de PRF sont modélisées comme parfaite par des nœuds communs. Trois différentes configurations de chargement sont intégrées avec le modèle et les formes et dimensions des composantes du pont sont établies par itérations visant la minimisation de la flèche et des contraintes. Pour un pont d'une travée ayant une portée de 18,3 mètres, des épaisseurs de panneau de surface et panneau ondulé de 27,9 mm et de 22,9 mm respectivement sont obtenues (Figure 3.4).

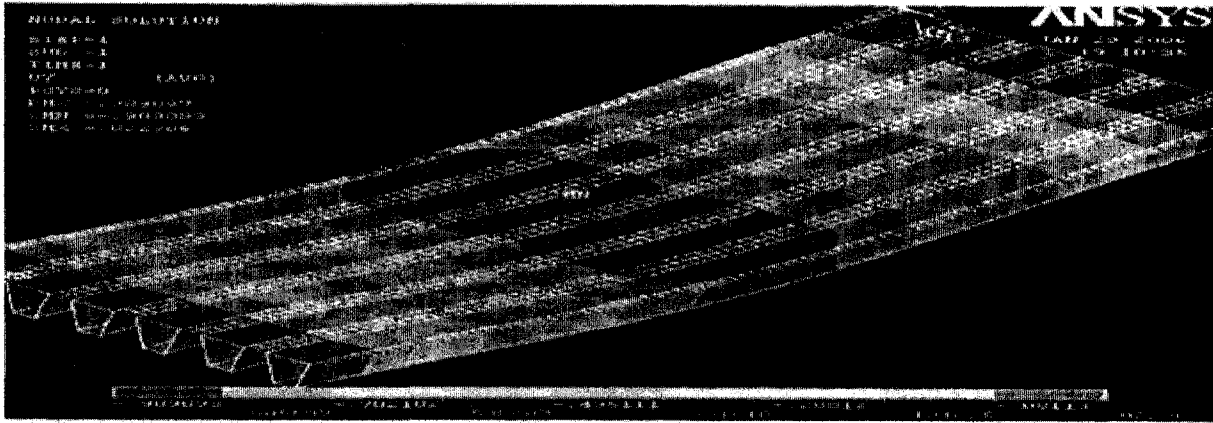


Figure 3.4 Modèle d'éléments finis du concept de pont de Udin [UDIN et coll., 2006].

Zhou a réalisé un modèle d'éléments finis en deux dimensions pour analyser la zone de chargement d'une dalle [ZHOU, 2002]. Il a comparé les cas où la charge est appliquée par une plaque d'acier ou un pneu. Avec le logiciel ANSYS © [ANSYS, 2007], il modélise la plaque d'acier comme solidaire avec la dalle alors que les éléments du pneu (CONTA 172) ont comme surface cible le dessus de la dalle (éléments TARGET 169). Cette approche permet de représenter la déformation de la surface de contact du pneu sous un chargement. En comparaison, l'analyse a indiqué que les contraintes dans la dalle en direction verticale seraient davantage réparties avec le pneu (Figure 3.5). La plaque d'acier aurait cependant avantage à être modélisée pour permettre un glissement par rapport à la surface de la dalle.

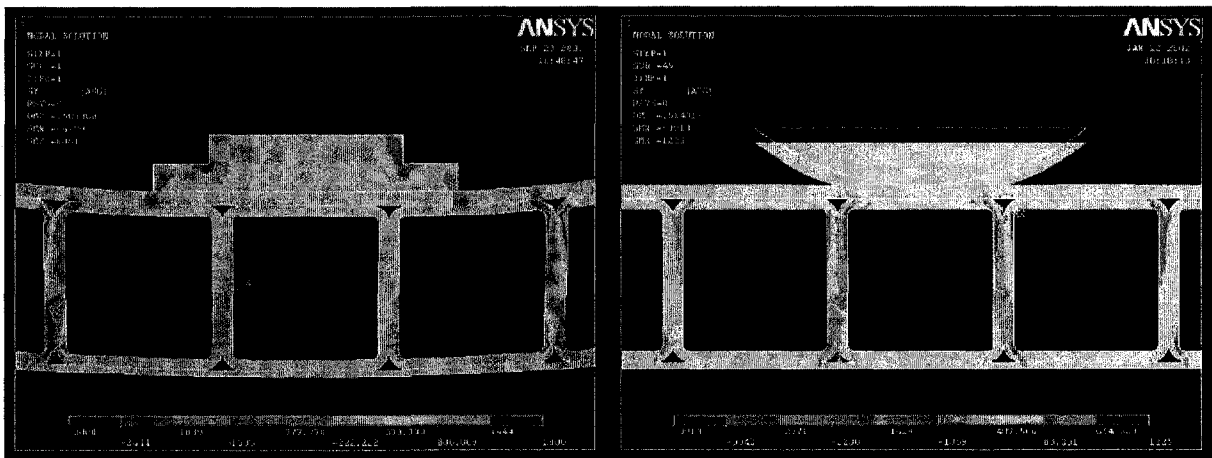


Figure 3.5 Modélisation par éléments finis de la zone de chargement d'une dalle; comparaison des contraintes en direction verticale pour une charge de roue appliquée sur une plaque d'acier ou un pneu [ZHOU, 2002].

Pour un aperçu du dimensionnement obtenu par les démarches de conception des dalles en PRF, le TABLEAU 3.2 présente l'épaisseur des panneaux de surface de dalles déjà réalisées. Une épaisseur de panneau de 10 mm semble être le minimum pratique en général. Évidemment, ces dalles sont conçues pour répondre à des exigences de conception qui varient, mais dans l'ensemble ils servent tous de tabliers de pont véhiculaire. Cette liste indique le recours pour certains à une épaisseur plus élevée pour le panneau de la surface supérieure; ceci est probablement nécessaire afin de mieux contrer la flèche locale générée par la zone de chargement de roue.

TABLEAU 3.2 ÉPAISSEUR DE DALLES EN PRF DÉJÀ CONÇUES

Dalle	Panneau supérieur	Panneau inférieur	Notes
Dalle en «X» (Henry, 1985)	15,9 mm	12,7 mm	Flèche de L/800 à 71,2 kN
Dalles pultrudées (Gan et coll., 1999)	11-14 mm	9-10 mm	Aires de sections équivalentes
Dalle KSI (Davalos et coll., 2001)	10,9 mm	10,9 mm	
Dalle pultrudée (Williams et coll., 2003)	15 mm	15 mm	Ne comprend pas les tubes
Dalle de tubes carrés (Hayes et coll. 2000)	15,9 mm	15,9 mm	Comprend les tubes carrés
Pont Deer Creek (Fu et coll., 2005)	16,8 mm	16,8 mm	
Pont en polypropylène (Udin et coll., 2006)	27,9 mm	-	

En conclusion, notons que l'expérience indique un avantage à valider et optimiser les composantes qui constituent la dalle par étapes avec des essais isolés. Le comportement de tubes pultrudés ou la performance de joints d'adhésifs peuvent par exemple être évalués individuellement avant d'être intégrés dans une dalle. Cette démarche permet de bien comprendre le comportement de la dalle et de cibler les opportunités et besoins d'amélioration.

3.2 Essais de chargement en laboratoire

Les essais de chargement de dalles de pont en laboratoire servent notamment à observer le comportement des dalles et valider la conception. La résistance mécanique de dalles en PRF peut être évaluée en laboratoire pour le niveau de flèche face au chargement, le comportement en fatigue, la résistance ultime et également l'identification des modes de rupture par un examen des dommages subits, tant au niveau macroscopique (à l'échelle de la dalle) qu'au niveau de la rupture du PRF lui-même (modes de rupture du PRF). Le tablier de pont en service subit des cycles de chargements répétés dus à la circulation; l'essai de chargement cyclique de fatigue vise à reproduire cette condition en laboratoire. Des dommages peuvent s'accumuler dans le matériau sous ces chargements cycliques de sorte que la rupture d'une dalle de pont peut se produire à un niveau de chargement inférieur de celui de la résistance initiale de la dalle. La rigidité de la dalle pourrait également diminuer et rendre ses performances inadéquates. La dalle doit donc pouvoir bien performer sur toute sa vie utile. Certains aspects du comportement d'une dalle, tel le mode de rupture, sont plus difficiles à modéliser d'où la pertinence des essais en laboratoire. Il est commun d'effectuer les essais sur une portion réduite de l'ouvrage envisagé, question d'économie et pour permettre davantage de répétitions. Pour les essais, la dalle repose habituellement sur des supports inspirés de l'application de pont visée, les paramètres principaux sont la longueur de portée entre supports et le type de connexion de la dalle aux supports. La dalle à l'essai est habituellement instrumentée pour mesurer sa flèche et la déformation du matériau à plusieurs endroits. Ces montages peuvent servir tant aux essais statiques que cycliques de fatigue; en essai cyclique, des précautions supplémentaires doivent être prises pour protéger au besoin l'instrumentation et éviter le développement de jeux et déplacements dans le montage dû aux vibrations et mouvements répétés. La configuration typique de l'essai de chargement consiste à appliquer sur la dalle un chargement qui représente celui exercé par un camion chargé. Ce camion est reconnu comme le cas de chargement le plus sévère sur le pont et son poids est habituellement normalisé dans les Codes (Figure 3.6). L'amplitude des forces de roue peut être en plus multipliée par des facteurs selon les Codes afin de tenir compte des effets dynamiques et thermiques par exemple. Pour l'essai de chargement cyclique de fatigue, l'adoption d'un niveau de chargement plus élevé que celui dont le pont subit en réalité permet d'accentuer

l'effet du test. En effet, un nombre de cycles de chargements donné en laboratoire peut équivaloir à davantage de cycles de sollicitation dans les conditions réelles, et peut donc représenter une durée d'utilisation plus longue. Cette approche peut cependant être inadéquate si le chargement plus élevé génère des modes de dégradation différents qu'à des chargements inférieurs [KUMAR et coll., 2004].

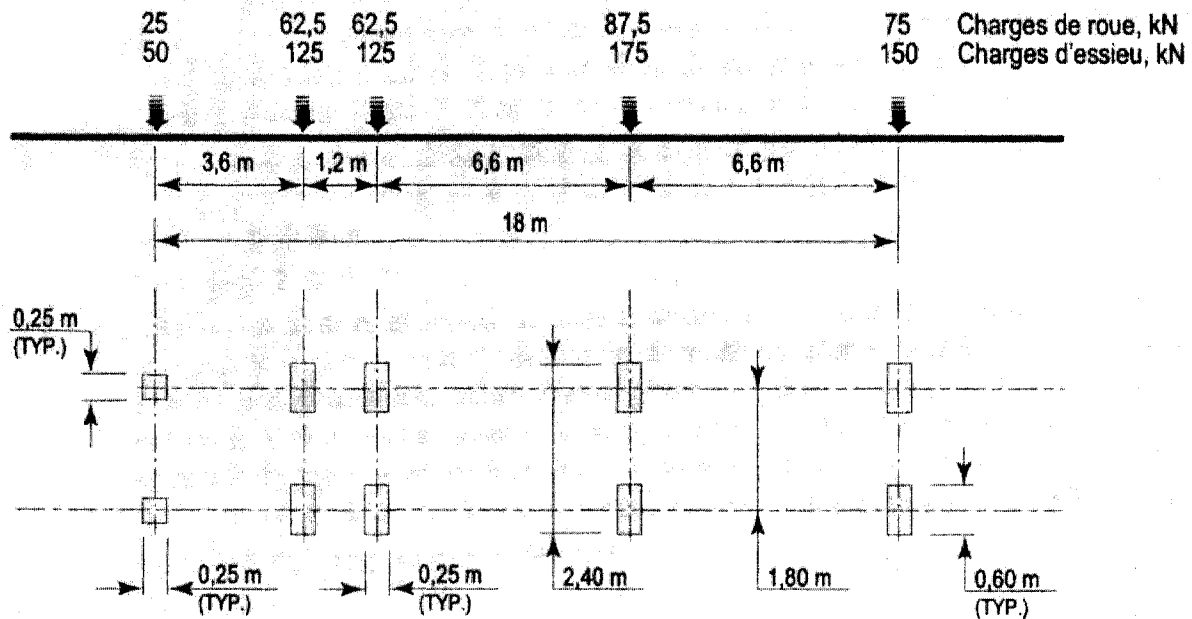


Figure 3.6 Chargement de camion standard CL-625 du Code canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-00, 2000].

Pour réduire la dimension de l'essai, il est commun de considérer seulement une charge de roue ou un essieu exerçant la force la plus élevée. La charge de roue seule permet la flexion simple ou l'écrasement de la dalle au-dessus d'un support par exemple. L'essieu (deux charges de roue) peut par exemple être positionné centré transversalement par rapport à un support afin de générer de la flexion négative. L'emploi de davantage de charges permet de représenter des configurations de chargement plus élaborées. En laboratoire, la force d'une charge de roue est habituellement appliquée par un vérin hydraulique qui presse une plaque d'acier typiquement de dimensions de 0,25 par 0,6 mètre. Ces dernières dimensions visent à représenter la pression de deux pneus adjacents. Au lieu d'une plaque d'acier, un dispositif où la force est appliquée sur de véritables pneus a déjà été réalisé, de même qu'un mécanisme

avec une roue chargée en mouvement pour générer une sollicitation de chargement cyclique de fatigue (Figure 3.7). La sollicitation des roues en mouvement (charge mobile) a été reconnue pour causer davantage de dommages qu'une charge cyclique ponctuelle dans le cas de dalles de tablier de pont en béton armé [SUTHIWARAPIRAK et coll., 2006].

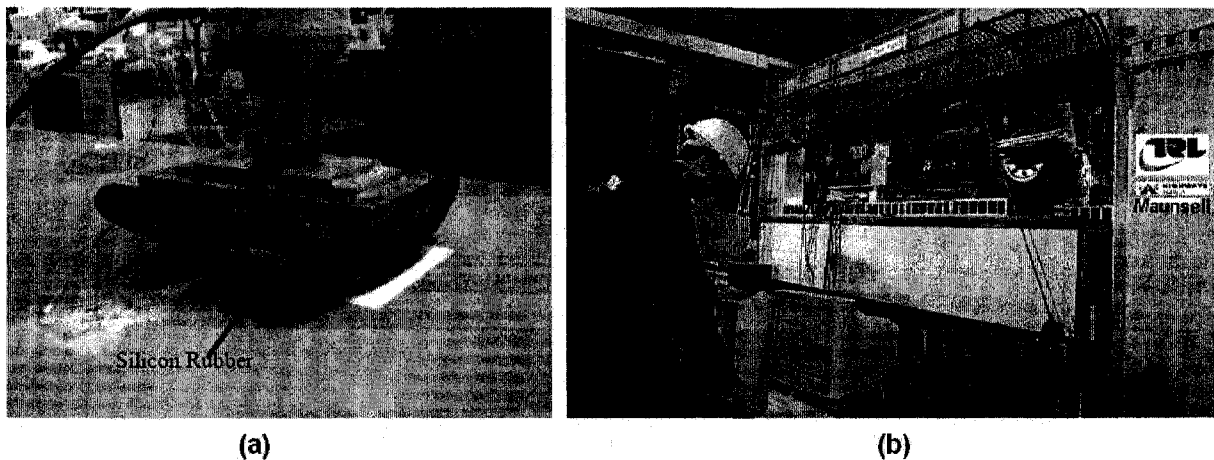


Figure 3.7 Dispositifs d'application de charge de roue: a) avec des pneus [ZHOU, 2002]; avec des roues en mouvement [DALY et coll., 2006].

La dalle de tubes carrés étudiée à l'Université Virginia Tech a été évaluée en chargement statique et cyclique de fatigue en laboratoire [HAYES et coll., 2000]. Un prototype aux dimensions de 4,27 mètres de long par 1,22 mètre de large et 0,121 mètre d'épaisseur est utilisé pour les essais. Il est composé de douze tubes carrés de dimensions 102 mm par 102 mm avec des parois épaisses de 6,35 mm et disposés entre deux plaques d'épaisseur de 9,53 mm. Pour les essais, la dalle est déposée sur quatre poutres W16×40 espacées de 1,22 mètre donnant trois portées. Des bandes d'élastomère renforcé épaisses de 4,76 mm étaient placées entre la dalle et les poutres. La dalle était boulonnée aux poutres par trois boulons de 15,9 mm de diamètre à chaque poutre. Ces boulons sont serrés à 33,9 N·m et traversent la dalle et la semelle supérieure de la poutre au complet. Des rondelles sont utilisées où les boulons sont en contact avec la dalle et des blocs de bois sont placés à l'intérieur des tubes pour prévenir leur écrasement par les boulons (voir la Figure 2.12). Une force qui simule une roue de camion est appliquée par un vérin hydraulique en contrôle de déplacement; le vérin presse une plaque d'acier aux dimensions de 0,508 mètre par 0,305 mètre déposée sur une bande d'élastomère (Figure 3.8). L'amplitude de la force est

mesurée par une cellule de charge à capacité de 667 kN. La flèche de la dalle est mesurée avec des potentiomètres à fil. La déformation des panneaux supérieur et inférieur de la dalle est mesurée par des jauges électriques placées à des endroits critiques dans les directions longitudinale (dans le sens de la portée) et transversale.



Figure 3.8 Montage d'essai de chargement de la dalle de tubes carrés à l'Université Virginia Tech.

Le même prototype a servi pour trois types d'essai sur chaque portée. Un essai statique jusqu'à 111 kN est premièrement réalisé sur la portée centrale pour observer le comportement en flèche de la dalle jusqu'au chargement de service. La portée centrale permet de bien représenter la continuité de la dalle; ceci influence particulièrement le niveau de flèche. La charge est appliquée au milieu de la portée et le niveau de 111 kN est choisi légèrement supérieur au chargement de service de 92,5 kN spécifié par l'AASHTO. Cet essai a montré une courbe charge/flèche élastique linéaire et la flèche à mi-portée pour une charge de 92,5 kN était de 3,81 mm ($L/320$). Un essai de chargement statique jusqu'à rupture est ensuite réalisé sur une portée limitrophe pour évaluer la résistance initiale de la dalle.

Plusieurs cycles de chargement statique à des amplitudes grandissantes ont été réalisés. Lors des deux derniers cycles, la charge a été élevée successivement jusqu'à 347 kN et 369 kN, ce qui représente la résistance ultime. La dalle a rompu par poinçonnement de la zone de chargement. La Figure 3.9 montre les courbes charge/flèche des deux derniers cycles de chargement et la zone de rupture.

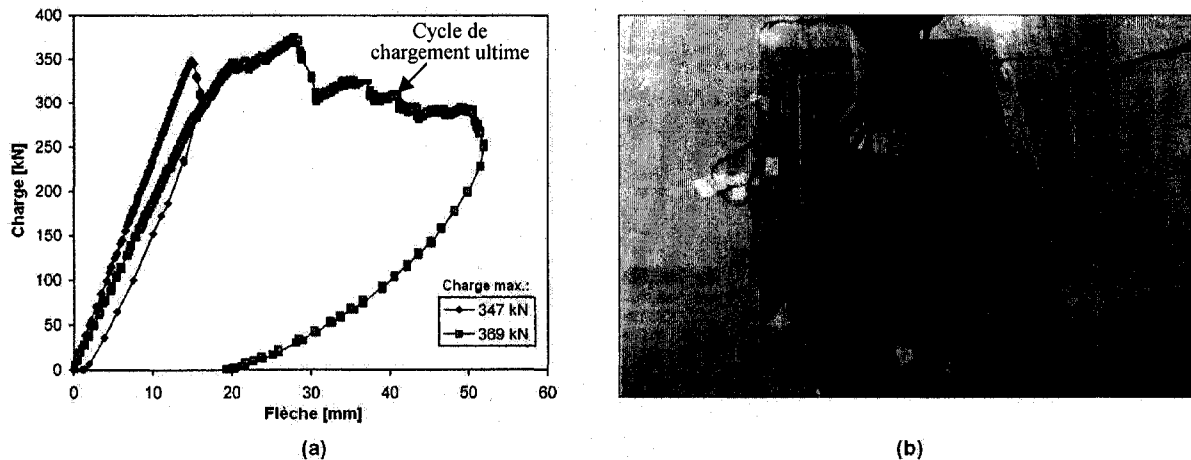


Figure 3.9 Résultats d'essais de chargement de Hayes et coll. : a) courbes charge/flèche des deux derniers cycles de chargement; b) mode de rupture [HAYES et coll., 2000].

L'avant-dernier cycle a causé quelques dommages à la dalle notamment à une charge de 334 kN et il est possible de remarquer que la dalle avait perdu de la rigidité au dernier cycle. La déformation longitudinale sur le panneau supérieur passe progressivement de la compression au milieu de la portée à de la tension au-dessus des supports. La compression maximale sur le panneau supérieur est mesurée à $2\,800\ \mu\epsilon$ en dessous de la plaque de chargement alors que la tension longitudinale maximale mesurée est de $4150\ \mu\epsilon$ sur le panneau inférieur en dessous de la charge. Des déformations transversales importantes en tension au-delà de $4000\ \mu\epsilon$ sont mesurées sur les panneaux inférieur et supérieur dans la zone de chargement. Ceci indique que la déformation peut être plus importante dans la direction transversale que longitudinale dans la zone de chargement sur le panneau supérieur.

Un essai de chargement cyclique de fatigue est ensuite réalisé sur la portée restante afin de vérifier l'effet de chargements répétés; cet essai est suivi d'un chargement statique jusqu'à rupture pour vérifier la résistance résiduelle de la dalle. L'essai de fatigue comprend

3 000 000 cycles de chargement à une amplitude de charge variant de 11,1 à 111 kN et appliqués en contrôle de force. La fréquence du cycle est de 2 Hz jusqu'à 175 000 cycles et 3 Hz pour le reste. L'essai est interrompu périodiquement pour inspecter la dalle et effectuer un essai de chargement statique jusqu'à 111 kN. La rigidité de la dalle est demeurée constante pendant l'essai de fatigue et aucuns dommages n'ont été observés à la dalle et aux connexions. L'essai de chargement final après 3 000 000 cycles indique une flèche en service de $L/282$; ce niveau représente une flèche de 13,4 % supérieure à celle mesurée initialement. Les auteurs remarquent cependant un comportement non linéaire au début du chargement qui peut être dû à des jeux dans les connexions, ce qui contribuerait à augmenter la flèche. Le chargement de rupture demeure à 369 kN et les déformations mesurées se comparent à celles de l'essai statique initial. Des sections transversales et longitudinales de la dalle ont ensuite été découpées afin d'observer en autopsie les mécanismes de dommage et apprécier l'efficacité de la conception. Cet examen a notamment permis d'avancer que des boulons en PRF servant à joindre les tubes carrés auraient rompu en cisaillement avant la rupture finale.

La dalle produite par *Martin Marietta Composites Inc.* a été évaluée en essais de chargement à l'Université du Delaware [MMC, 2002]. Ces essais visaient également à évaluer la performance de la connexion de la dalle aux poutres. Le montage d'essai comprenait une portée et demie, une extrémité de la dalle étant retenue pour mieux représenter la condition de continuité (Figure 3.10). Il a servi à réaliser un essai de chargement cyclique de fatigue de 10,5 millions de cycles à 63,2 kN et une fréquence de 3 Hz. Le nombre de cycle est établi par le volume de circulation d'un pont démonstrateur et le code AASHTO LRFD; il représente une durée de vie potentielle de 75 ans [MOON et coll., 2002]. La dalle et la connexion ont résisté et la rigidité a été conservée. Au terme de l'essai de fatigue, une charge de 516,9 kN, soit la limite du vérin utilisé, a également été soutenue.



Figure 3.10 Montage d'essai de chargement sur la dalle de *Martin Marietta Composites Inc.* à l'Université du Delaware [BUSEL et coll., 2000].

La dalle de *Martin Marietta Composites Inc.* a également été essayée en chargement à l'Université de la Californie à San Diego [BURGUENO et coll., 2001]. Le montage d'essai a été configuré pour représenter le pont *Kings stormwater channel* qui utilise cette dalle. L'intérêt de ces essais est de vérifier le comportement de la structure en flexion et face à un chargement cyclique de fatigue ainsi que de caractériser sa réponse vibratoire à divers états de dégradation de la dalle. La connaissance du comportement vibratoire doit servir à une méthode d'évaluation non destructive de la structure en service. Le pont d'essai a une portée longitudinale de 7,93 mètres qui comprend trois poutres circulaires en béton recouvert de PRF qui donnent deux portées latérales de 2,29 mètres. Le tablier comprend trois modules de dalle d'épaisseur de 181 mm joints ensemble et recouverts d'une couche d'asphalte. Le tablier est fixé aux poutres avec des barres d'ancrage en «U» et du béton polymère à base de polyester. Quatre vérins hydrauliques représentant deux essieux de camions sont utilisés pour charger le pont; ils sont espacés de 1,83 mètre dans la direction transversale et de 2,44 mètres dans le sens longitudinal du pont (Figure 3.11).

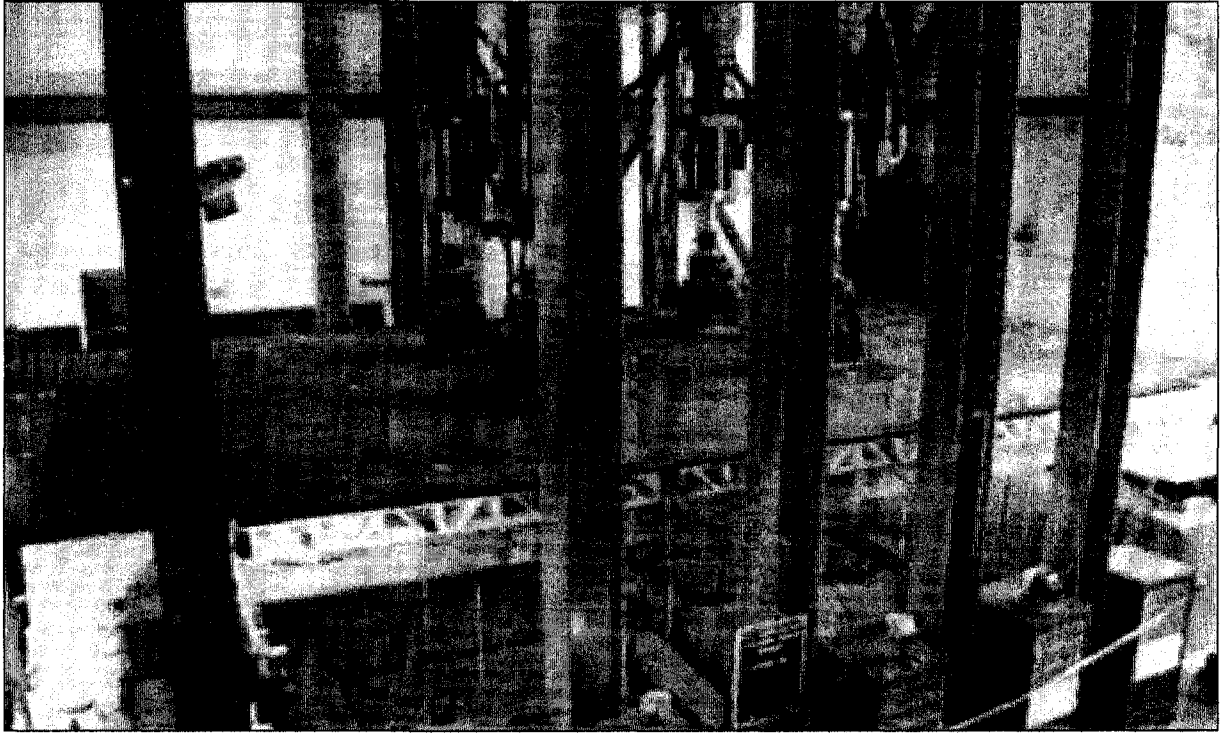


Figure 3.11 Montage expérimental utilisé par Burgueno et coll. pour évaluer le comportement structural d'un pont comprenant un tablier en PRF [BURGUENO et coll., 2001].

Le programme expérimental consiste successivement en des chargements statiques, un chargement cyclique en fatigue de 2 150 000 cycles et finalement un chargement statique jusqu'à la rupture initiale du tablier. Des essais de vibrations forcées sont également réalisés après chacune de ces étapes. Pour les essais statiques, diverses combinaisons d'amplitudes de forces sur les quatre vérins sont effectuées. L'essai de fatigue débute par 2 000 000 de cycles à une charge de 56 kN à chaque vérin et à une fréquence de 1 Hz. La structure n'ayant pas de dommages notables, les charges sont ensuite doublées pour 150 000 cycles ce qui ne cause pas plus de dommages ou de réduction de rigidité. La structure est ensuite chargée de façon statique jusqu'à rupture avec la même force à chaque vérin. Le tablier a rompu par flambage du panneau supérieur à une charge totale de 2136 kN. La structure a de nouveau été chargée trois fois à un niveau de chargement semblable ce qui montre une bonne résistance après rupture initiale.

Cheng et coll. [2006] ont menés un programme d'essai de chargement sur un prototype de dalle de tablier de pont hybride en PRF et en béton. Ils ont voulu évaluer le comportement en

fatigue de cette dalle novatrice par notamment l'examen de l'évolution du rapport charge/flèche selon le nombre de cycles de chargement de fatigue. La dalle hybride est constituée au-dessous d'un coffrage permanent en PRF renforcé de raidisseurs et comprenant des nervures pour favoriser l'efficacité en cisaillement. Ce coffrage sert à couler du béton seulement armé sur le dessus dans la région de moment négatif par du grillage de PRF en carbone/époxyde. Un prototype d'une largeur de 1,22 mètre, d'une épaisseur de 196 mm et couvrant deux portées de 2,48 mètres a été réalisé pour bien simuler une condition de continuité. Les poutres de supports de la dalle ont été réalisées par des poutres de rive en béton armé intégrés à la dalle-prototype afin de simuler une condition de fixité. Cette dalle a été placée pour être chargée par deux vérins hydrauliques représentant un essieu de camion tel qu'illustré à la Figure 3.12. La dalle est retenue à un support d'extrémité par un pivot en acier sur toute la largeur de la dalle et supportée par des rouleaux d'acier aux autres supports, ce qui crée une condition de support libre.

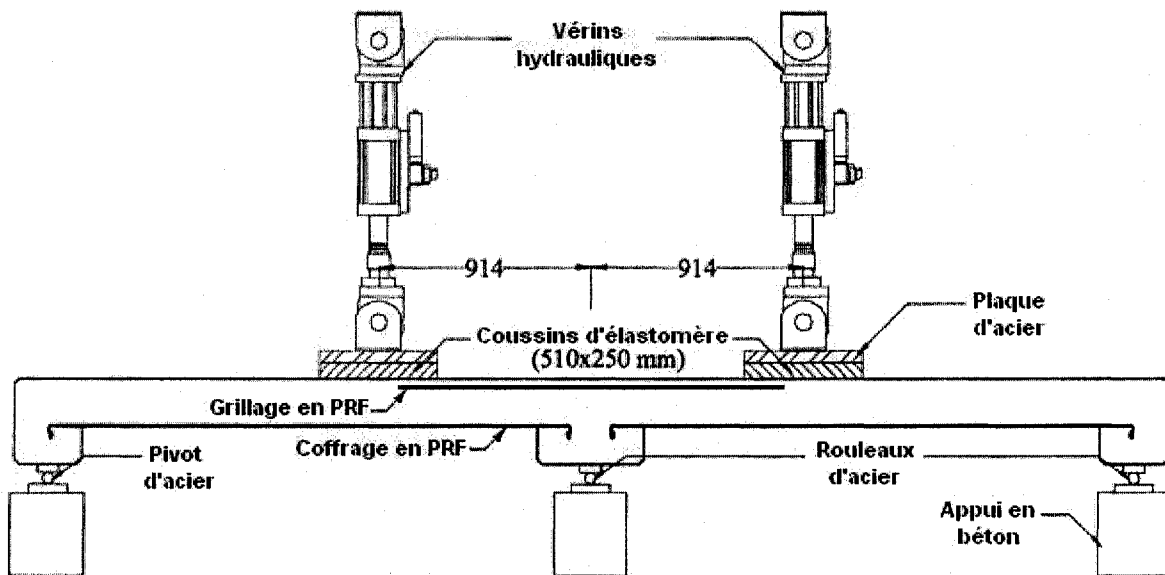
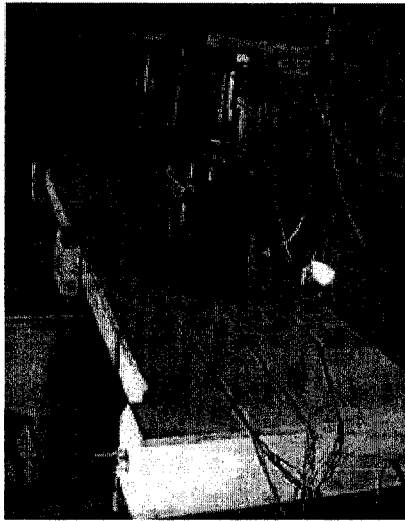


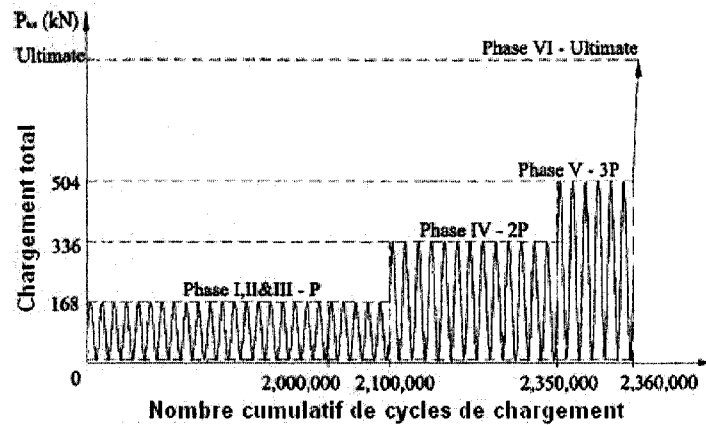
Figure 3.12 Montage expérimental pour les essais de chargement de Cheng et coll [Cheng et coll., 2006].

La flèche à mi-portée et au quart de la portée sur la largeur de la surface inférieure de la dalle était mesurée par dix-huit potentiomètres linéaires alors que le déplacement des supports était vérifié avec deux potentiomètres linéaires à chaque support. Des inclinomètres étaient également installés sur la dalle à chaque support. Des jauges électriques de déformation

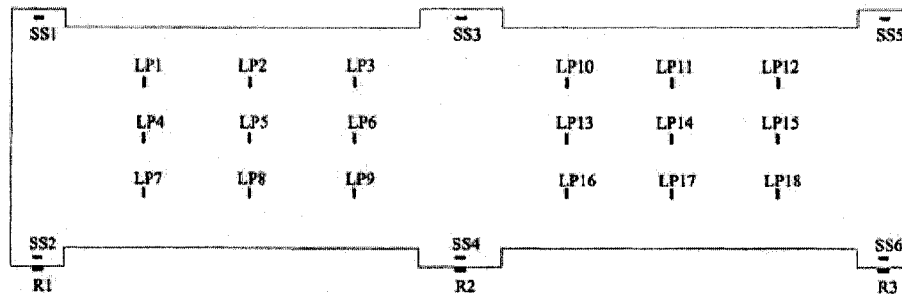
étaient apposées sur le coffrage en PRF et sur la surface supérieure de béton. La dalle a été chargée à répétition dans un intervalle de charge totale de 4,45 à 168 kN à une fréquence de 5 Hz pendant 2 000 000 cycles. La borne supérieure de 168 kN représente deux charges de roue AASHTO HS20 majorées d'un facteur dynamique de 15 % et la durée de deux millions de cycles est le nombre minimal de chargements cycliques de camions prescrit par l'AASHTO. La charge maximale exercée par chaque vérin représente environ 27 % de la charge de rupture déjà mesurée précédemment sur une dalle similaire. Avant ce chargement de fatigue, la dalle a fait l'objet d'un essai de chargement statique jusqu'à 168 kN au total pour caractériser la rigidité initiale. Des chargements statiques ont été répétés à tous les 250 000 cycles par après pour suivre l'évolution de la rigidité et la résistance de la dalle. Au début des cycles de chargement de fatigue, un léger affaissement des supports a été remarqué; ceci a été soustrait de la mesure de la flèche sur la portée pour obtenir la flèche nette de la dalle. L'essai de fatigue a été étendu jusqu'à 2 100 000 cycles, mais sans causer de dommages majeurs à la dalle. Pour accélérer l'endommagement de la dalle, la borne supérieure de chargement a été doublée à 336 kN au total pendant 250 000 cycles supplémentaires. Cette augmentation n'a pas causé de dommages marqués donc la charge a été élevée cette fois à 504 kN au total pour 10 000 cycles supplémentaires. Ce traitement n'a pas causé la rupture de la dalle; un chargement statique jusqu'à rupture a donc ensuite été appliqué et la dalle a rompue à une charge d'environ 957 kN au total par une fissure de cisaillement dans la région d'un support externe. Au cours des 2 100 000 premiers cycles à 168 kN, la rigidité de la dalle est demeurée constante; après les 250 000 cycles suivants à 336 kN, elle avait chuté de 41,9 % et après les cycles suivants à 504 kN, de 47,9 %. Cette dalle a toutefois respecté une exigence de flèche maximale de $L/800$.



(a)



(b)



Note: LP1-LP18, SS1-SS6 sont des potentiomètres linéaires; R1, R2, R3 sont des inclinomètres

(c)

Figure 3.13 Détails des essais de Cheng et coll.: a) vue générale du montage d'essai; b) historique de chargement cyclique; c) position des capteurs sur la surface inférieure de la dalle [CHENG et coll., 2006].

La dalle produite par *Creative Pultrusions Inc.* a fait l'objet d'un essai de chargement en laboratoire [HOWDYSHELL et coll., 1998]. Deux spécimens de dalle sont évalués, ils mesurent 3,05 mètres de long par 0,914 mètre de large et 203 mm d'épais. Le montage d'essai donne une portée libre de 2,74 mètres et la dalle repose sur des supports de type rouleaux constitués d'un cylindre d'acier au diamètre de 76,2 mm et une plaque d'acier de 6,35 mm pour le contact avec la dalle. La portée de 2,74 mètres est choisie comme une borne supérieure de la distance entre les poutres d'un pont selon les indications du chargement de camion AASHTO HS20. Une charge de roue simulée est appliquée par un vérin hydraulique sur une plaque d'acier de 50,8 mm d'épais aux dimensions de 0,508 par 0,254 mètre selon l'AASHTO et déposée sur un coussin d'élastomère de 12,7 mm d'épais. La dalle est équipée

de quatorze jauges électriques de déformation, quinze capteurs LVDT sur le dessus retenus par un cadre de tubes d'acier indépendant et trois potentiomètres à fil en dessous (Figure 3.14, Figure 3.15).

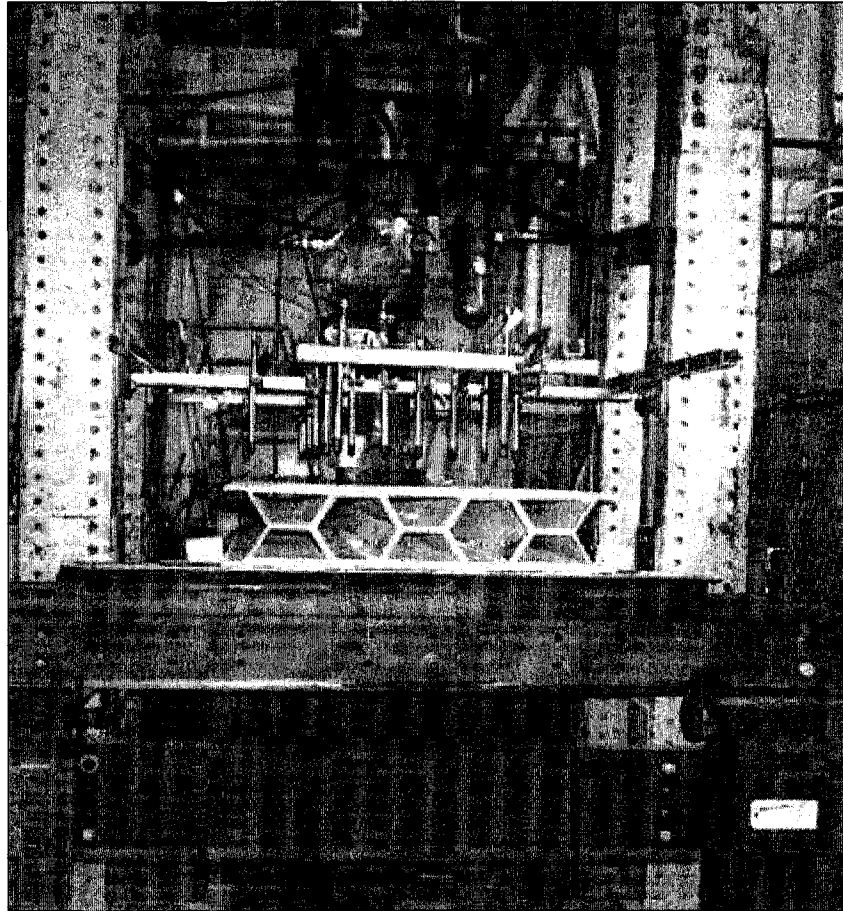
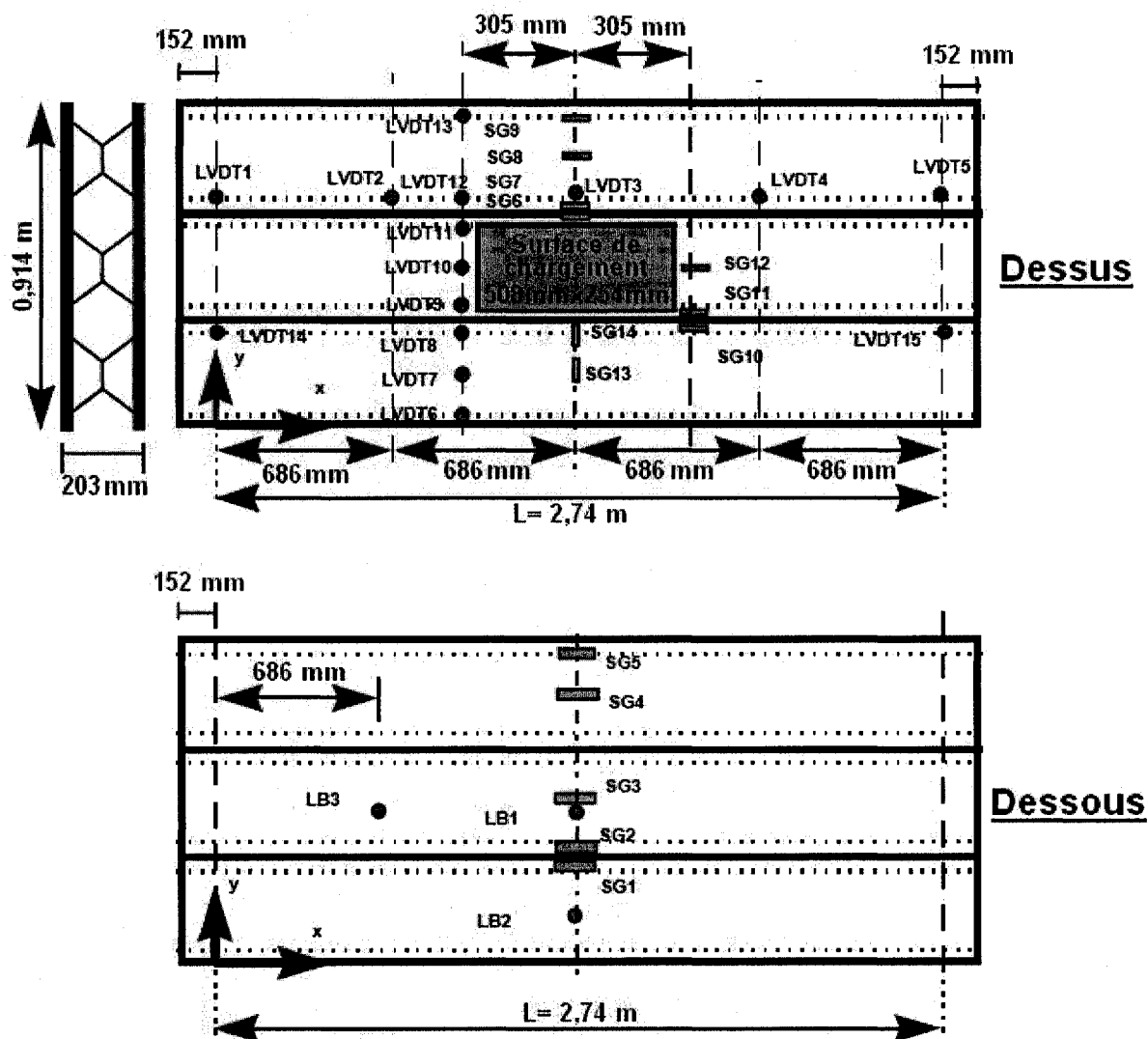


Figure 3.14 Montage d'essai de chargement de la dalle de *Creative Pultrusions Inc.* [HOWDYSHELL et coll., 1998].



Légende: jauges électriques d'élongation(SG), potentiomètres à fil (LB), capteur LVDT(LVDT).

Figure 3.15 Position des instruments de mesure sur la dalle de *Creative Pultrusions Inc.* [HOWDYSHELL et coll., 1998].

Le programme d'essai prévoit un chargement cyclique de fatigue pour deux millions de cycles; cette durée a été établie selon les directives de l'AASHTO pour un pont d'autoroute en région rurale. La dalle-prototype ne devrait pas rompre par ce traitement, l'attention est donc portée sur l'examen de la dégradation structurale associée au chargement cyclique. Les changements dans la rigidité et la charge de rupture sont mesurés pour apprécier le niveau de dégradation. Pour évaluer l'évolution de la rigidité de la dalle, un chargement statique jusqu'à 156 kN à 22 kN/min. est appliqué avant l'essai de fatigue et à tous les 500 000 cycles par la

suite. La charge de rupture est mesurée par un chargement statique sur une dalle vierge et sur la dalle ayant subi l'essai de fatigue pour comparaison. La charge cyclique a une forme sinusoïdale avec un intervalle entre 9 et 156 kN à une fréquence de 3 Hz. Ce niveau de chargement comprend une majoration de 50% par rapport aux directives de l'AASHTO pour prendre en considération la durée de vie allongée des dalles en PRF [BUSEL et coll., 2000]. Pendant le chargement cyclique, les capteurs LVDT et potentiomètres sont retirés afin de les préserver. L'inspection visuelle de la dalle pendant les deux millions de cycles ne révèle aucun dommage visible. La rigidité de la dalle est demeurée pratiquement constante, mais la distribution de la flèche a varié quelque peu près de la zone de chargement : la flèche a augmenté d'environ 5 % sur le côté de la charge en ligne avec la portée (LVDT 9-10-11) mais elle a baissé sur une zone adjacente (LVDT 3-12-13). Ceci peut indiquer l'affaiblissement de la jonction entre deux composantes pultrudées, selon la façon dont la dalle est conçue, résultant en une diminution du transfert des efforts de cisaillement. Le profil de flèche dans le sens transversal révèle ce comportement et indique l'existence de flèche locale accentuée dans la zone de chargement (Figure 3.16).

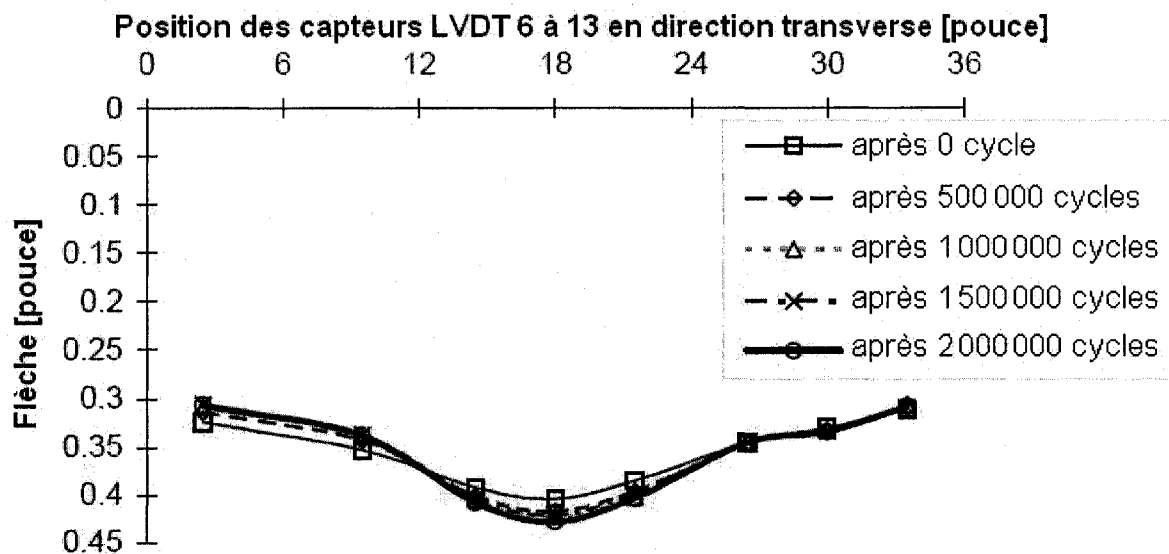


Figure 3.16 Évolution de la flèche de la dalle de *Creative Pultrusion Inc.* pendant un essai de chargement en fatigue de deux millions de cycles [HOWDYSHILL et coll., 1998].

La charge de rupture a été de 554 kN pour la dalle soumise à la fatigue comparativement à 564 kN pour une dalle vierge. La dalle soumise à la fatigue a rompu par flambage local en dessous de la zone de chargement et une fissure de cisaillement dans le sens de la portée (Figure 3.17). La résistance de la dalle est plus de six fois le chargement AASHTO HS25.

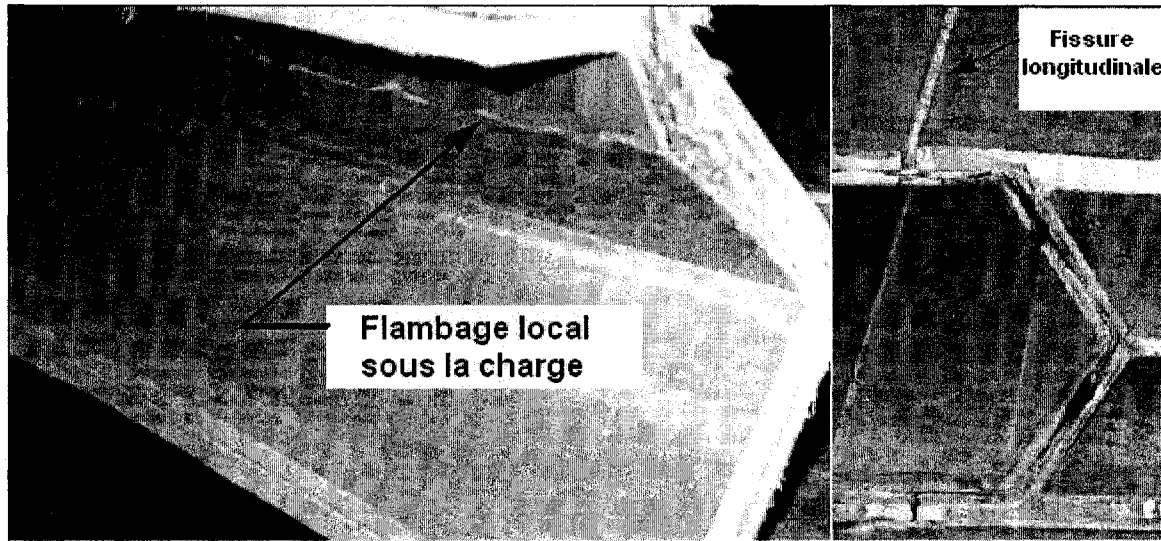


Figure 3.17 Modes de rupture en chargement statique de la dalle de *Creatrive Pultrusions Inc.* conditionnée en fatigue [HOWDYSHELL et coll., 1998].

La dalle produite par *Kansas Structural Composites Inc.* a été évaluée en chargement au laboratoire de l'Université de Missouri-Rolla [NYSTROM et coll., 2002]. Les chercheurs ont choisi de mettre à l'essai des portions réduites d'une dalle, avec deux spécimens d'essai aux dimensions approximatives de 0,584 mètre de large et 0,584 mètre d'épais sur une portée de 3,96 mètres. Deux charges identiques espacées de 0,915 mètre sont appliquées centrées au milieu de la portée avec une machine hydraulique *Baldwin* (Figure 3.18). Les spécimens étaient supportés sur des rouleaux à chaque support. Des planches de contreplaqué $\frac{3}{4}$ sont placées aux points d'application des charges et aux supports afin de prévenir l'écrasement ou la rupture locale des spécimens. Les spécimens sont instrumentés de jauges électriques de déformation et huit capteurs LVDT servent à mesurer la flèche, ils sont placés en paires de chaque côté aux supports, au milieu de la portée et à un quart de portée.

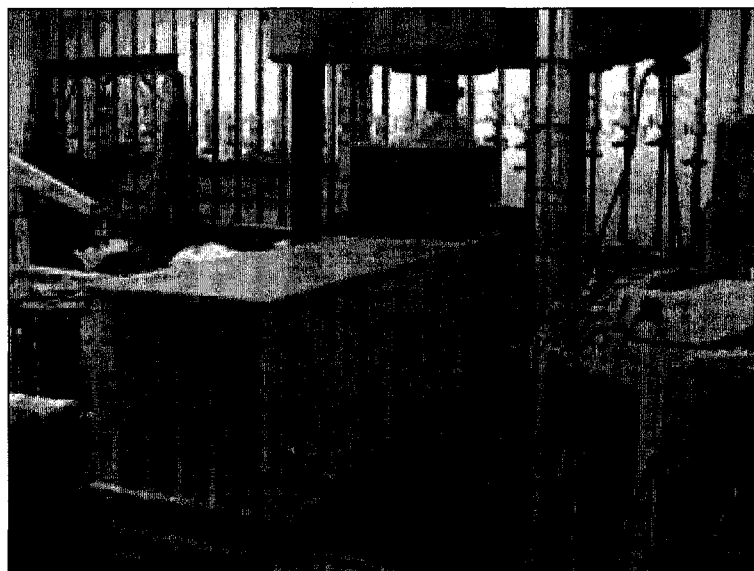


Figure 3.18 Essai de chargement de la dalle produite par *Kansas Structural Composites Inc.* [NYSTROM et coll., 2002].

Les spécimens ont été soumis à quelques cycles de chargements quasi statiques où la charge maximale est augmentée graduellement jusqu'à la rupture. Un premier spécimen a rompu sous une charge de 863 kN par la décohésion du joint entre le noyau et le panneau inférieur jumelé au flambage local du noyau (Figure 3.19 a b). La rupture du deuxième spécimen s'est produite à une charge d'environ 1281 kN avec la désintégration du noyau (Figure 3.19 c d). Cette approche d'essai simple a permis d'évaluer la conception de la dalle, mais dans une configuration plus analogue à celle d'une poutre. Les chercheurs ont quand même par exemple attribué les deux modes de rupture différents à des lacunes et de la variabilité dans la méthode de fabrication de la dalle. Les chercheurs ont également vérifié avec leurs résultats des spécifications d'utilisation fournies par le fabricant, à savoir une flèche de $L/100$ à la rupture et une contrainte maximale admissible du matériau de 67,74 MPa. Pour établir expérimentalement une contrainte maximale à la rupture, ils ont utilisé la théorie de flexion de poutre simplifiée et des modules de rigidité des matériaux fournis par le fabricant. Cette approche revient à vérifier un calcul théorique. L'analyse montre qu'il est possible que les spécifications d'utilisation ne soient pas conservatrices pour toutes les configurations de dalles, comme pour différentes épaisseurs de panneau de surface et épaisseurs totales de dalle.

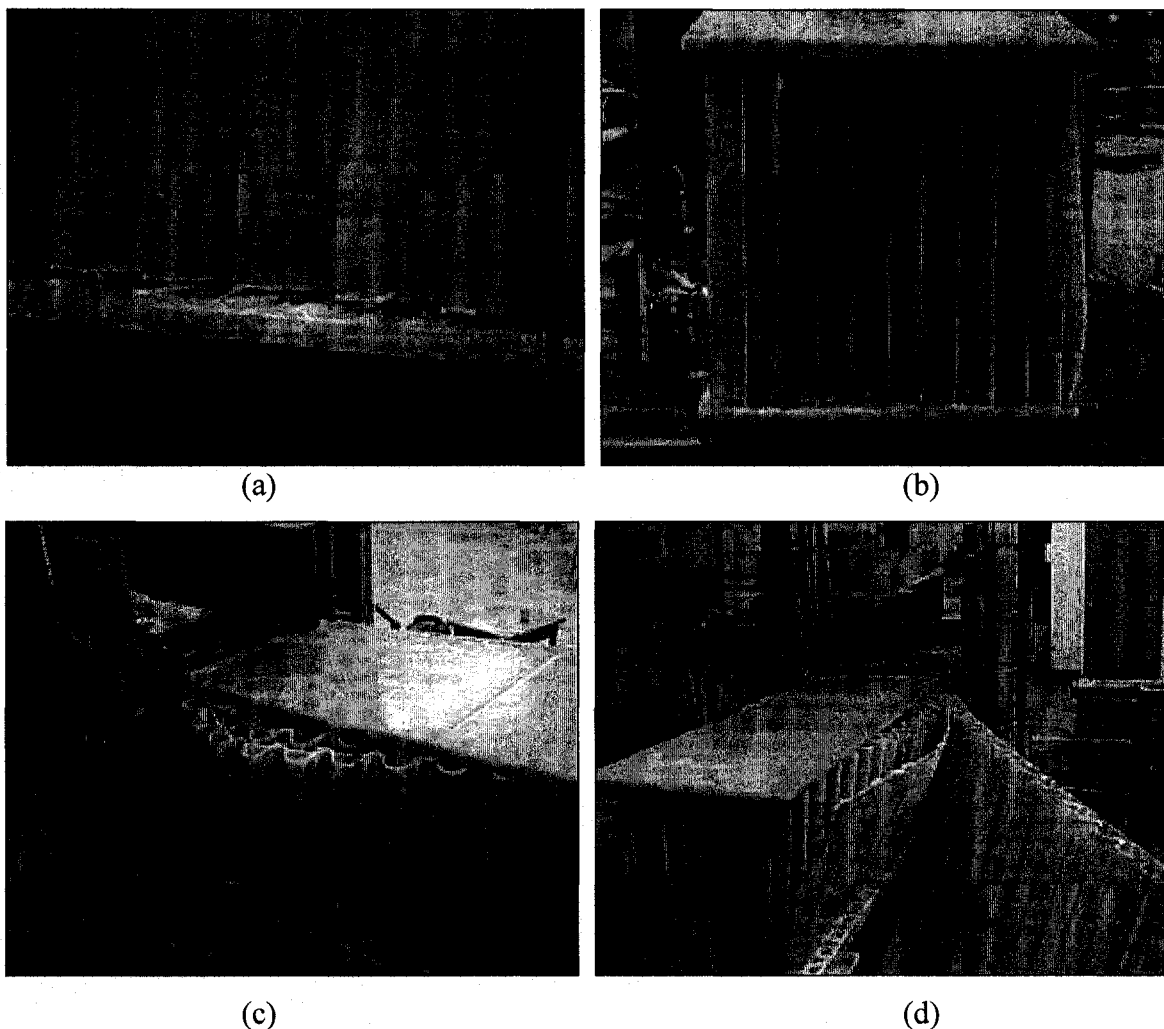


Figure 3.19 Modes de rupture du tablier produit par *Kansas Structural Composites Inc.* : spécimens 1 a) rupture du joint d'adhésion entre le panneau inférieur et le noyau, b) flambage vertical du noyau; spécimen 2 c) décohesion des composantes du noyau; d) détachement complet des composantes du noyau [NYSTROM et coll., 2002].

Trois spécimens plus petits aux dimensions de 0,9 mètre de long par 0,229 mètre de large et 130 mm d'épais ont également servi à étudier l'effet de conditionnement environnemental sur le comportement sous chargement de cette dalle. Les spécimens de dalle ont d'abord été conditionnés comme suit : un spécimen de référence à température ambiante, un spécimen immergé en solution saline de 15 % à 60°C pour quarante-deux jours (des petits trous sont percés pour inonder complètement le panneau sandwich) et un spécimen soumis à des cycles de gel/dégel, d'exposition en haute température (48,9°C) et d'exposition à une humidité relative élevée. Après les conditionnements, les spécimens ont été chargés en flexion quatre

points le même jour. Les résultats d'essai ont été affectés par de la variabilité dans la fabrication des spécimens. Les spécimens conditionnés ont toutefois démontré une rigidité supérieure aux spécimens de contrôle, ce qui peut révéler l'existence d'un effet de postpolymérisation de la résine lors du conditionnement.

Kumar et coll. ont pour leur part mené des essais de chargement pour qualifier aux normes de l'AASHTO le pont de tubes carrés réalisé à l'Université du Missouri-Rolla et vérifier l'éventuelle présence de concentration de contraintes [KUMAR et coll., 2004]. Un spécimen représentant une tranche du quart du pont dans le sens de la circulation a été utilisé pour des essais. Comme scénario de chargement, il a considéré deux charges de roue AASHTO H20 d'essieux successifs, donc espacés de 1,22 mètre, positionnées centrées au milieu de la portée. Un chargement de fatigue de deux millions de cycles incluant des chargements statiques périodiques a été réalisé. Les propriétés en flexion du spécimen ont été conservées au cours de l'essai de fatigue et l'application de charges élevées a permis d'observer la déformation des tubes du pont (Figure 3.20).

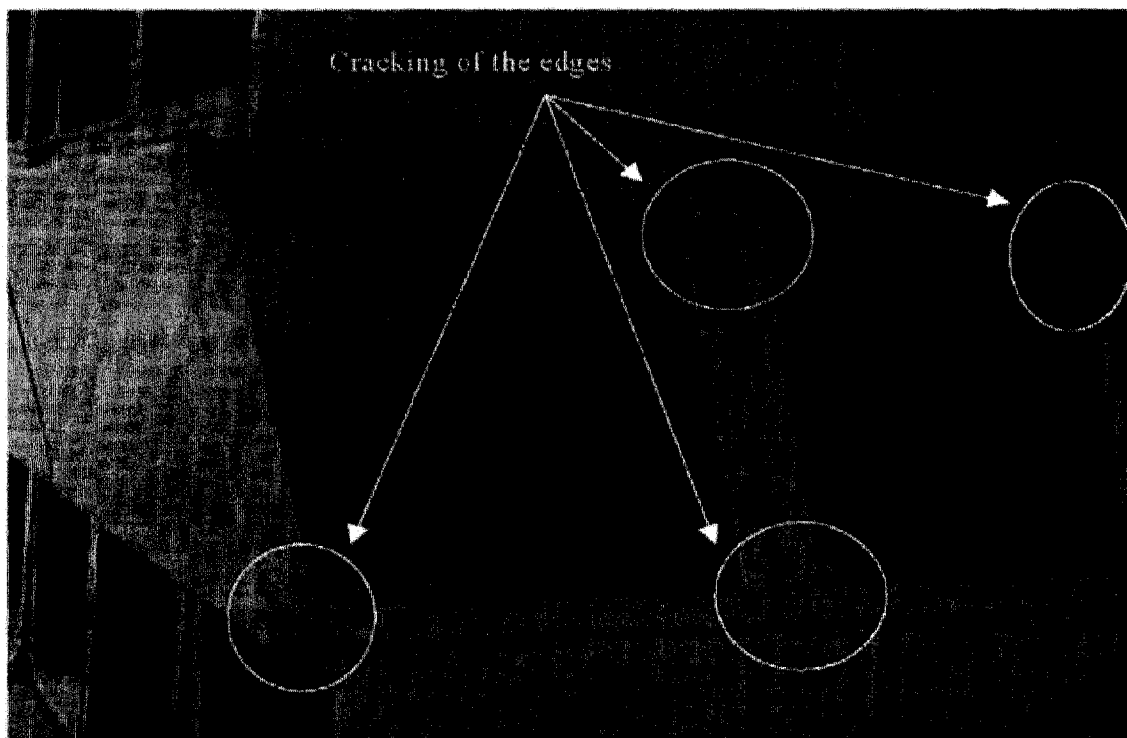


Figure 3.20 Composantes déformées lors d'un essai de chargement du pont de tubes carrés réalisé à l'Université du Missouri-Rolla [KUMAR et coll., 2004].

La dalle de tubes triangulaires produits par enroulement filamentaire développée à l'Université du Manitoba a fait l'objet d'essais de chargement dans une configuration de portée simple de 3 mètres [WILLIAMS et coll., 2003; SHEHATA et coll., 2007]. Une charge cyclique de fatigue a été appliquée pendant deux millions de cycles à une fréquence entre 0,5 et 0,9 Hz. L'amplitude de la charge variait entre 14 et 182 kN, soit 10 % et 135 % de la charge de service HS30 de 140 kN incluant le facteur d'impact. Des essais de chargement statique ont été réalisés avant l'essai de fatigue, après 1000 cycles et par la suite à tous les 250 000 cycles. Pendant les essais statiques, la déformation du PRF et la flèche de la dalle sont mesurées jusqu'au chargement de service. Le spécimen d'essai, large de 1,2 mètre, est instrumenté de capteurs à fibre optique pour mesurer la déformation du PRF (Figure 3.21).

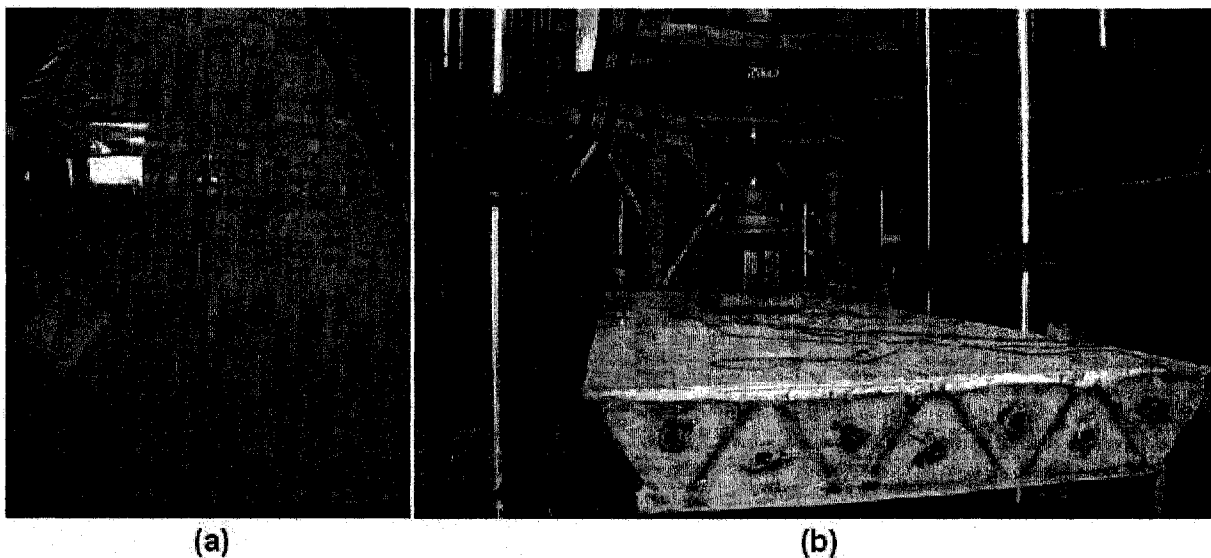


Figure 3.21 Essai de chargement de la dalle développée à l'Université du Manitoba: a) installation de capteurs à fibre optique [CROCKER, 2002]; b) dalle-prototype dans le montage de chargement [SHEHATA et coll., 2007].

L'application d'une charge de roue sur le bord d'une dalle a également été étudiée [TEMELES, 2001; COUSINS et coll., 2004]. La charge de rupture a alors été plus faible que si la charge est placée au centre de la dalle (378 kN versus 587 kN). Le mode de rupture a également été différent, par poinçonnement de la zone de chargement si la charge est au milieu et par cisaillement sur l'épaisseur de la dalle avec la charge sur bord (Figure 3.22). Cet

essai peut représenter le cas où la connexion entre modules de dalle est détériorée ou moins efficace.



Figure 3.22 Chargement d'un module de dalle de tubes carrés *Strongwell* à l'Université Virginia Tech : a) au centre; b) sur le bord [TEMELES, 2001].

Prachasaree a évalué expérimentalement le comportement en torsion sous charge statique de dalles de tablier de pont en PRF (Figure 3.23) [PRACHASAREE et coll., 2006]. Il a déterminé expérimentalement un module de rigidité en cisaillement plan d'une dalle, mesuré à environ 3,8 GPa pour celles qu'il a évaluées. À partir de ce résultat et la déformation maximale d'un PRF typique, il a proposé une limite sur la contrainte de cisaillement plan dans le PRF des dalles : elle est de 16 % la résistance ultime en cisaillement sous le chargement de service, incluant un facteur de 2,5 pour le vieillissement du matériau et un facteur de sécurité de 2,5.



Figure 3.23 Montage d'essai de chargement en torsion de Prachasaree [PRACHASAREE et coll., 2006].

Keller a vérifié l'action composite possible entre une dalle de PRF et une poutre de pont d'acier [KELLER et coll., 2005; KELLER, 2007]. Il a mené des essais de chargement statique et cyclique de fatigue en flexion quatre points sur une poutre de pont comprenant une largeur de dalle en PRF de *Martin Marietta Composites Inc.* fixée à la poutre par un joint d'adhésif (Figure 3.24). En plus de vérifier l'efficacité du joint d'adhésif, il voulait aussi savoir jusqu'à quel point la dalle améliore le comportement en flexion de la poutre. Le joint d'adhésif a fonctionné pour tous les essais et les résultats montrent que la flèche de la poutre est réduite de 30 % au chargement de service et la charge de rupture est augmentée de 56 %. Un mode de rupture ductile s'est produit, soit la rupture en compression de la dalle pendant la plastification de la poutre d'acier. La dalle a également prévenu le flambage de la semelle supérieure de la poutre, de sorte que la flèche à la rupture peut être 130 % plus grande que pour la poutre d'acier seule.

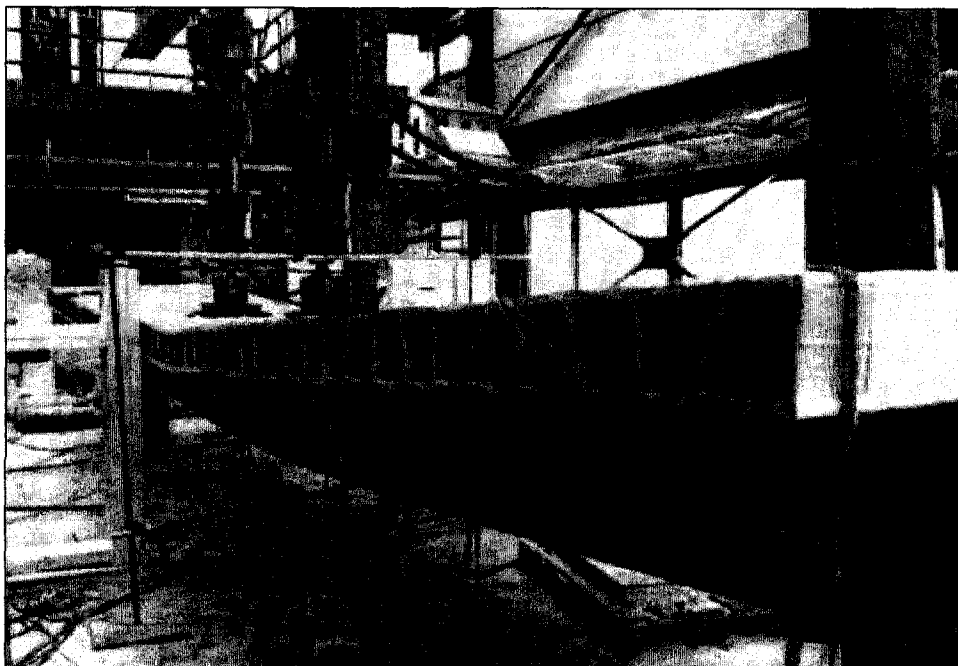


Figure 3.24 Essai de flexion en quatre points d'un spécimen de poutre d'acier de pont avec une largeur de dalle de *Martin Marietta Composites Inc.* jointe par de l'adhésif [KELLER et coll., 2005].

Laorisiphong a pour sa part étudié le comportement de dalles de tablier de pont en PRF face à un gradient de température sur l'épaisseur de la dalle [LAOSIRIPHONG et coll., 2006]. Ses recherches étaient motivées par le fait que la différence de température entre la surface supérieure et inférieure d'une dalle de tablier de pont en PRF peut être plus élevée que celle d'une dalle traditionnelle en béton armé, du à la faible conductivité thermique de la dalle en PRF. En effet, l'expérience a montré que le gradient de température est typiquement au maximum de 23°C pour une dalle en béton armé et peut aller jusqu'à 65°C pour une dalle en PRF. En laboratoire, il a analysé deux spécimens de dalle en PRF aux dimensions de 0,183 mètre par 0,207 mètre environ avec des épaisseurs de 102 mm et 203 mm. Il a placé ces dalles sur des supports avec quatre types de conditions de retenu et il a soit refroidi ou chauffé la surface supérieure des dalles en maintenant la surface inférieure à la température de la pièce (Figure 3.25). Le chauffage était réalisé avec une chaufferette au propane et le refroidissement avec de la glace sèche.

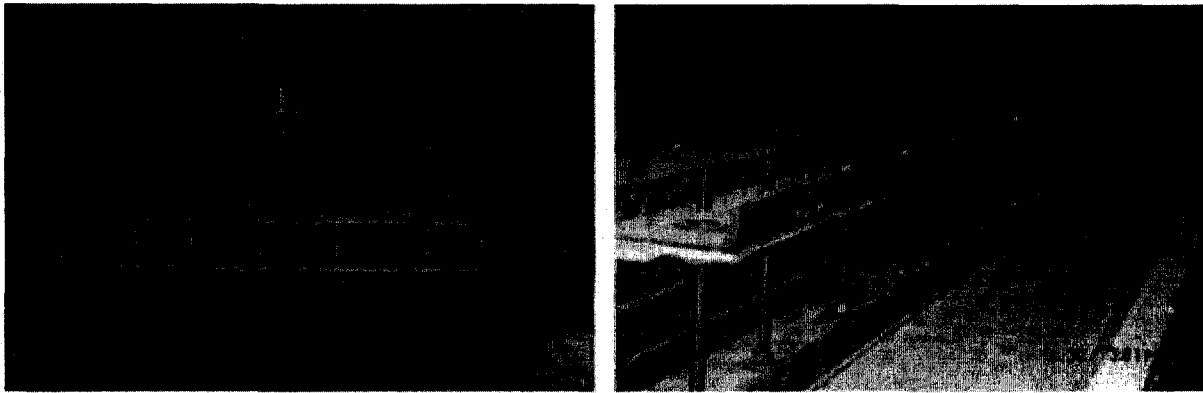


Figure 3.25 Vérification du comportement d'une dalle en PRF face à un gradient thermique [LAOSIRIPHONG et coll., 2006].

L'expérience a montré que le niveau de contrainte ou déformation induit dans les dalles dépend des conditions d'appui, de sorte qu'il peut être difficile de reproduire en laboratoire ou par modélisation en éléments finis les conditions d'un pont en service. Les résultats d'un modèle d'éléments finis par rapport aux mesures expérimentales concordent à l'intérieur de 20 % pour les contraintes et 15 % pour les flèches, les différences étant attribuées à une reproduction infidèle en éléments finis des conditions d'appui de la dalle. Autrement, cet auteur rapporte la mesure d'une contrainte en compression de 6,2 MPa dû à un gradient de température de 39°C pour une dalle de PRF en service. Ce niveau de contrainte représente 10 % de la résistance du PRF dans ce cas.

En résumé, il est donc commun actuellement de vérifier en laboratoire le comportement sous chargement mécanique des concepts de dalles de tablier de pont en PRF en développement. Les essais sont habituellement menés sur des spécimens de tablier de pont et un chargement reproduisant celui d'un camion chargé est appliqué. Les essais comprennent habituellement un chargement statique et cyclique de fatigue représentant la sollicitation de la dalle par le trafic routier. D'autres sollicitations particulières comme la torsion et l'effet de la température peuvent être étudiées. L'objectif est principalement de s'assurer que la dalle en PRF à l'étude peut répondre à des exigences de résistance et rigidité tout au long de sa vie utile. Le fait qu'il n'y ait pas actuellement de normes ou Codes pour le calcul de dalles en PRF motive également l'évaluation en laboratoire de chaque système proposé.

Les paramètres d'essai qui seront considérés pour la présente recherche comprennent premièrement les états de chargement spécifiés par le Code canadien sur le calcul des ponts routiers [CAN/CSA-S6-06, 2006]. Une configuration d'essai similaire à celle de Cheng et coll. [2006] sera utilisée pour des essais de chargement statique et cyclique de fatigue. Les supports seront cependant réalisés par des poutres métalliques afin de se rapprocher des conditions de support des ponts acier/bois. Avec une portion de dalle couvrant deux portées et ayant une charge de roue sur chaque portée, un moment négatif élevé est généré au-dessus du support du milieu. Ceci permet donc de réaliser une condition de chargement sévère. Pour le chargement cyclique de fatigue, une séquence de chargement similaire à celle de Cheng et coll. [2006] sera également choisie. La mesure régulière de la rigidité de la dalle par un essai de chargement statique entre les cycles de chargement de fatigue permettra de bien suivre le comportement en fatigue de la dalle.

CHAPITRE 4

CONCEPTION ET MODÉLISATION

Au cours du processus de développement d'une dalle de tablier de pont voué au remplacement de poutres de bois, deux concepts distincts ont successivement été réalisés. Un premier concept a été fabriqué en prototype et testé en chargement statique en laboratoire. À la suite de cette expérience, un deuxième concept a été réalisé avec des considérations pour faciliter sa fabrication. Afin de faciliter la lecture du texte et regrouper la matière à l'étude, la conception et la modélisation de ces deux prototypes sont présentées dans ce chapitre en omettant quelque peu la chronologie des étapes du projet.

4.1 Exigences de conception

La conception de cette dalle est basée sur le remplacement de traverse de bois d'un modèle de pont acier/bois couramment installé au Québec (voir Figure 1.2). Certaines exigences de conception sont donc basées sur la géométrie et les détails de construction de ces ponts (Figure 4.1). Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers est également considéré [CAN/CSA-S6-06, 2006]. Voici les exigences :

- Portée transversale (L) de 1,45 mètre correspondant à la géométrie typique d'un pont acier/bois, tel que reproduit dans les plans fournis par le Ministère des Transports du Québec [MTQ, 2003] ;
- Épaisseur de la dalle de 203 mm pour comparer avec les traverses de bois, ou jusqu'à une épaisseur maximale de 299 mm incluant la surface de roulement pour correspondre à l'épaisseur totale du tablier de pont acier/bois;

- Largeur de dalle de 1200 mm, correspondant à la largeur qu'occupent trois traverses de bois. Le Code se rapportant au pont acier/bois considère que le chargement de roue est totalement repris par trois poutres successives [MTQ, 2003]. Cette dimension représente également sensiblement la largeur maximale possible du procédé de fabrication envisagé;
- État limite d'utilisation avec une flèche maximale de $L/400$, inspiré de Bakis et coll., 2002, sous une charge de roue de 110,25 kN, soit une roue de camion de 87,5 kN avec un facteur dynamique de 1,4 et un facteur de surcharge routière de 0,9, appliquée sur une surface rectangulaire de 250 mm × 600 mm [CAN/CSA-S6-06, 2006];
- État limite ultime d'une charge de roue de 208,25 kN (charge pondérée), soit une force de 87,5 kN avec un facteur dynamique de 1,4 et un facteur de surcharge routière de 1,7, appliquée sur une surface rectangulaire de 250 mm × 600 mm [CAN/CSA-S6-06, 2006];
- Contrainte maximale en tension dans le PRF à l'état limite d'utilisation de 25 % de sa résistance ultime. Cette limite est inspirée de l'exigence du Code canadien sur le calcul des ponts routiers au chapitre 16 pour les barres d'armature ou les treillis en PRFV (la valeur de 25% est spécifique aux composites à base de fibres de verre) [CAN/CSA-S6-06, 2006]. En effet, la Code n'aborde pas le cas des dalles en PRF sur ce point. Les barres ou les treillis sont des composantes de PRF qui peuvent avoir une composition différente des composantes de dalle en PRF. Les barres sont par exemple constituées majoritairement de fibres unidirectionnelles issues du procédé de pultrusion. Le PRF des composantes de dalle est constitué en général de tissus; il peut donc avoir un comportement différent des barres face à la sollicitation en fatigue causée par le chargement du trafic routier. La limite de 25 % est prise comme un point de départ, elle peut faire l'objet d'une étude pour le cas spécifique des dalles en PRF.
- Contrainte maximale dans le PRF en compression de 25 % de sa résistance ultime à la charge de service. Cette limite est d'abord inspiré de la spécification de coefficient de tenue du Code canadien sur le calcul des ponts routiers au chapitre 16 pour les PRFV à liaison externe fabriqués en usine ($\phi_{PRF}=0,65 \cdot 0,85=0,5525$) [CAN/CSA-S6-06, 2006].

À ce facteur s'ajoute la baisse de résistance due à la fatigue. Des essais de chargement en fatigue sur des éprouvettes de PRFV en polypropylène renforcé de verre similaire à celui utilisé pour la présente dalle ont été menés [BUREAU et coll., 2004; FERREIRA et coll., 1999]. Les résultats ont indiqué que pour deux millions de cycles de chargement, soit le nombre minimal de chargements cycliques de camions exigé par l'AASHTO [AASHTO, 2002], une contrainte de 50 % la résistance ultime du matériau causait sa rupture. Si ce facteur est considéré conjointement avec le coefficient de tenue, une limite de contrainte en compression en service de 25 % de la résistance ultime du matériau est obtenue ($0,5525 \cdot 0,5 = 0,276 \approx 0,25$).

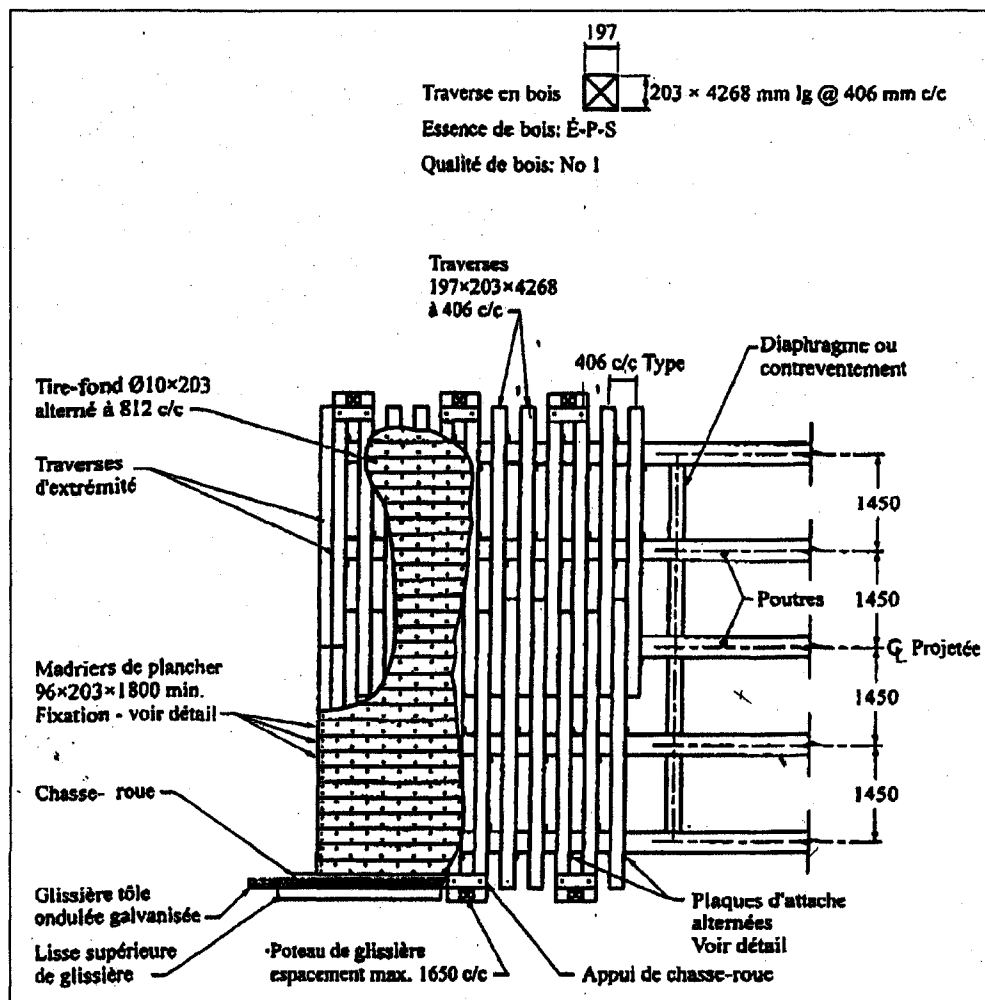


Figure 4.1 Plan d'un pont acier/bois [MTQ, 2003].

Afin de générer un moment négatif maximal et une force importante sur le support du milieu, une portion de dalle couvrant deux portées et chargée en deux endroits, tel un essieu de camion, a été considérée dans la conception (Figure 4.2). Une portée simple avec une charge appliquée au milieu devrait toutefois résulter en une flèche plus importante; cet effet peut toujours être vérifié avec la dalle couvrant deux portées.

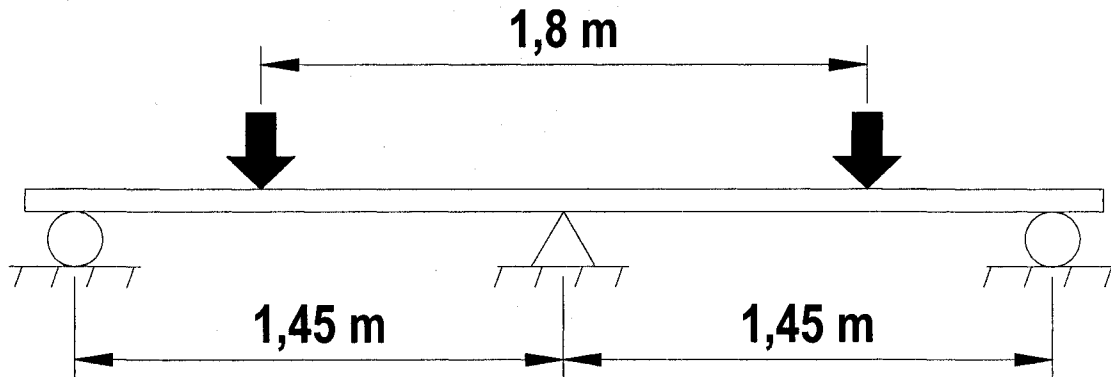


Figure 4.2 Schéma de chargement simplifié de la dalle-prototype.

4.2 Matériaux

Le polypropylène renforcé de fibres de verre est sélectionné comme matériau constituant la dalle. Le partenaire industriel a de l'expérience avec ce matériau et il a l'avantage d'être complètement recyclable. Les performances en durabilité de ce matériau sont également prometteuses [ROBERT, 2006]. Il est également possible de réaliser une économie à utiliser du polypropylène comme matrice du composite au lieu d'une résine thermodurcissable. La ténacité, qui caractérise la capacité du matériau à absorber les impacts, est en général meilleure que pour les résines thermodurcissables [AHMAD et coll., 1989]. Une fois la pièce terminée, le polypropylène offre aussi l'avantage de pouvoir être reformé. Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers aborde l'utilisation des composites à matrice thermoplastique dans le cas des barres ou treillis de renforcement du béton, des câbles de précontraintes et des systèmes de renforcement externe [CAN/CSA-S6-06, 2006]. Dans le cas de l'armature secondaire mise en place dans le béton (surtout pour contrôler la fissuration du béton), le

Code permet les PRF à matrice thermoplastique, sauf si la matrice risque de se dégrader sous l'effet des alcalis. Dans le cas des barres ou treillis comme armatures principales du béton, des câbles de précontrainte et des systèmes de renforcement externes, le Code indique que les PRF à matrice thermoplastique ayant une durabilité éprouvée peuvent être utilisés sous réserve d'une approbation préalable. Le cas d'une dalle en PRF à matrice thermoplastique devrait demander une telle approbation. Cette condition doit être due en partie au développement récent et à l'utilisation plus rare jusqu'à maintenant des composites à matrice thermoplastiques comme matériau de pont. Le tissu utilisé est vendu commercialement sous le nom Twintex © par l'entreprise Saint-Gobain Vetrotex International (www.twintex.com) [TWINTEX, 2007]. Ce matériau se présente initialement sous la forme de tissus de brins de fibre de verre et de fibre de polypropylène entrelacées, orientés dans des directions principales de 0°/90° (Figure 4.3).

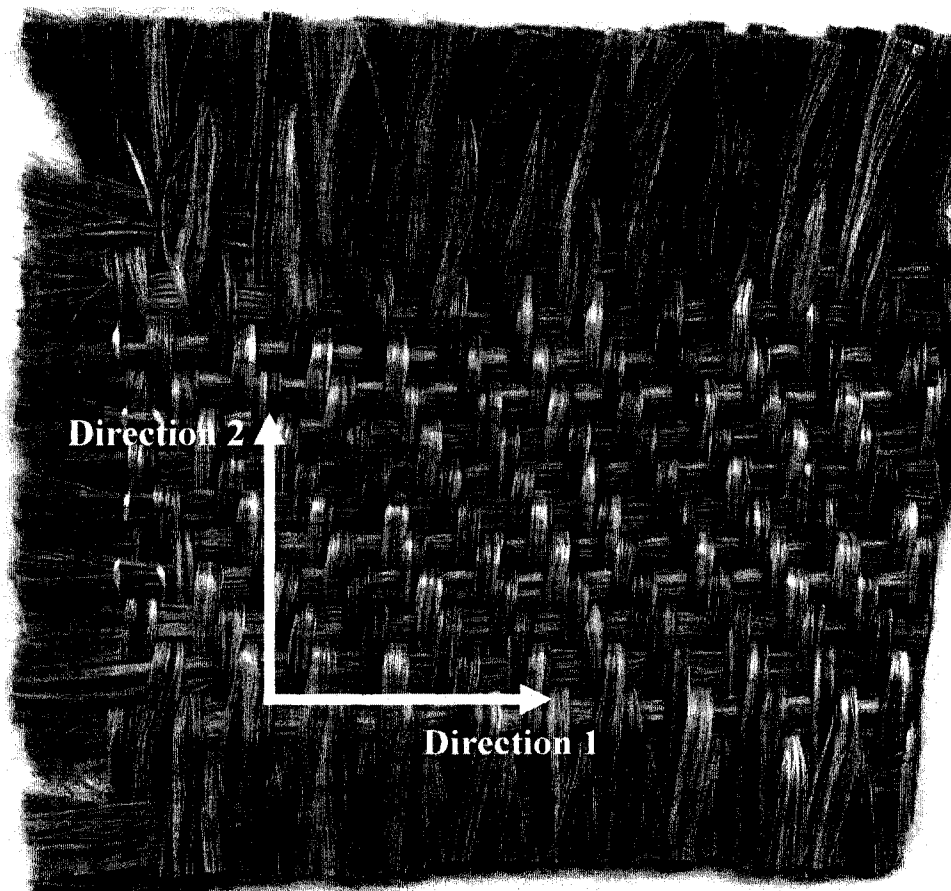


Figure 4.3 Tissu Twintex © à l'état initial.

Pour sa mise en forme, la température est élevée au-dessus du point de fusion du polypropylène. Le polypropylène enrobe alors les fibres de verre selon la forme du moule dans lequel les tissus sont comprimés. À notre connaissance, ce matériau n'a jamais été utilisé pour la construction de composantes de pont. Comme autre utilisation notable, il a servi par exemple pour réaliser la structure d'une coque de bateau [MARCH, 2005]. Les propriétés affichées par le fabricant pour une plaque de ce tissu fabriqué par moulage en compression à 1380 kPa sont présentées au TABLEAU 4.1.

TABLEAU 4.1 PROPRIÉTÉS D'UN LAMINÉ DE TWINTEx © SELON SAINT-GOBAIN VETROTEX [TWINTEx, 2007].

Propriété		
Résistance en tension	Direction 1 (f_{ut1})	287,62 MPa
	Direction 2 (f_{ut2})	265,86 MPa
Module en tension	Direction 1 (E_{t1})	13,79 GPa
	Direction 2 (E_{t2})	12,97 GPa
Coefficient de Poisson	Plan 12 (ν_1)	0,10
	Plan 21 (ν_2)	0,12
Résistance en compression	Direction 1 (f_{uc1})	154,50 MPa
	Direction 2 (f_{uc2})	151,05 MPa
Module en compression	Direction 1 (E_{c1})	15,86 GPa
	Direction 2 (E_{c1})	15,17 GPa
Résistance en cisaillement	Plan 12 (τ_{u12})	18,83 MPa
	Plan 21 (τ_{u21})	17,80 MPa
	Plan 13 (τ_{u13})	13,66 MPa
	Plan 23 (τ_{u23})	12,14 MPa
Module en cisaillement	Plan 12 (G_{12})	1,72 GPa
	Plan 21 (G_{21})	1,59 GPa
	Plan 13 (G_{13})	1,79 GPa
	Plan 23 (G_{23})	1,66 GPa
Coefficient d'expansion thermique	Direction 1 (α_1)	5,44 $\mu\text{m/m/C}$
	Direction 2 (α_2)	6,28 $\mu\text{m/m/C}$
	Direction 3 (α_3)	1,078T+74,78 $\mu\text{m/m/C}$
Température de fusion du polypropylène	170 °C	
Densité typique	1,55 g./cc	
Note : la direction 3 est orientée au travers l'épaisseur de la plaque.		

Les propriétés mécaniques du Twintex © sont légèrement meilleures dans la direction 1. Ceci peut être attribuable au type de tissage. En effet, les fibres dans la direction 2 entrelacent celles qui sont dans la direction 1, ces dernières étant plutôt droites, ce qui favorise de meilleures propriétés mécaniques (voir la Figure 4.3). Pour la modélisation par éléments finis, les modules de rigidité ont été pris à 12 GPa dans la direction 1 et à 11 GPa dans la direction 2. Ces valeurs ont été considérées comme minimales. Le PRF du deuxième prototype est une version légèrement différente du premier. De plus, les panneaux extérieurs ont été moulés par un procédé de moulage en continu. Des essais en tension ont été réalisés sur ce matériau par Robert [ROBERT, 2006]. Le module en tension mesurée est de 12 GPa dans la direction 1. Le module dans la direction 2 n'a pas été déterminé par essai. Considérant les valeurs affichées par le fabricant et celle mesurée pour le premier prototype, la valeur de 11 GPa dans la direction 2 est considérée comme raisonnable et a été utilisée dans les modélisations numériques. Les autres propriétés nécessaires, soit les propriétés en cisaillement et les coefficients de Poisson, ont été prises aux valeurs du fabricant.

De la mousse polyuréthane expansible à partir de deux composantes liquides est utilisé pour remplir les espaces entre les parois de PRF. Les propriétés mécaniques de cette mousse varient selon la densité de mousse obtenue. Cette densité est fonction entre autres de la géométrie du moule et des conditions de pression atmosphérique lorsque la mousse prend de l'expansion (moule pressurisé ou non). Le choix final du type de mousse à utiliser n'était pas fixé à l'étape de la modélisation par éléments finis. En vérifiant dans la littérature les propriétés de mousse polyuréthane structurale, les modules d'élasticité varient de 0,1 à 1,1 GPa. Pour se situer dans la portion inférieure de cette plage afin d'être du côté conservateur, une mousse avec un module d'élasticité de 200 MPa et une contrainte maximale admissible de 2 MPa a été considérée pour la modélisation par éléments finis.

4.3 Géométrie de dalle et modélisation par éléments finis

La description au chapitre 2 des dalles de tablier de pont en PRF produites jusqu'à maintenant montre qu'elles utilisent principalement trois types de construction : l'assemblage de sections pultrudées, le panneau sandwich et l'enroulement filamentaire. Il apparaît en partant que le matériau de PRF considéré, le tissu Twintex ©, est propice à la production de plaques profilées. Cette évidence a influencé le choix d'opter pour une construction comportant une section structurale composée de parois minces, similaire aux constructions de sections pultrudées existantes. Ce choix a été confirmé par le partenaire industriel, il lui est aisé de produire des plaques profilées. Un choix est également fait pour utiliser des panneaux couvrant la totalité des surfaces supérieure et inférieure de la dalle, telle la construction en panneau sandwich. Cette conception assure l'intégralité de la structure et offre des surfaces barrières continues qui protègent des sollicitations externes (environnement, impacts). Il est également prévu de remplir les espaces libres de la section intérieure de la dalle avec de la mousse polyuréthane. Cela peut augmenter la rigidité de la dalle à moindres coûts et retarder le flambage local des parois de PRF. Il importe de souligner que ces choix de construction ont été également dictés par les caractéristiques d'un procédé de fabrication en continu développé par le partenaire industriel. En effet, l'objectif est de produire les dalles avec ce procédé.

Pour développer une section structurale performante, la modélisation par éléments finis est utilisée. Cette démarche implique au départ de générer des géométries de dalles susceptibles de bien supporter le chargement normalisé. Ces géométries sont ensuite modélisées et dimensionnées pour respecter les exigences de conceptions. Le logiciel SAP2000 ©, déjà disponible au département de génie civil, est utilisé. La version du logiciel comprend cependant des éléments coques seulement de types linéaires à trois ou quatre nœuds. Si le chargement produit de faibles contraintes dans le matériau et qu'il n'y a pas de variations brusques dans la géométrie ou les chargements et conditions limites, on estime que l'élément linéaire est adéquat. L'expérience montre que la conception de dalles de tablier de pont en PRF est gouvernée par l'exigence de flèche admissible : les contraintes sont habituellement

faibles. L'utilisation d'un nombre suffisant d'éléments pour modéliser la géométrie permet une bonne représentation.

4.3.1 Développement de la géométrie du prototype 1

Par observation des conceptions déjà réalisées et tenant compte des possibilités du procédé de fabrication, les géométries présentées à la Figure 4.4 sont considérées pour une analyse. La vue présentée est dans la direction transversale du pont, perpendiculaire aux poutres d'acier de support. Une épaisseur totale de 204 mm, identique aux traverses de bois du pont acier/bois, est toujours présente. La longueur de portée entre les supports verticaux à l'intérieur de la dalle, ici à 125 mm ou 150 mm, est un paramètre important. En effet, cette longueur influence le niveau de flèche locale du panneau supérieur sous le chargement. Il importe donc de minimiser cette longueur de portée. Cette réduction est toutefois limitée par l'angle maximal réalisable des parois profilées et la quantité de matière nécessaire pour la structure entre les deux panneaux principaux. Cette quantité de matière est dictée par la longueur totale ainsi que l'épaisseur des panneaux profilés situés entre les deux panneaux principaux. Le recours à des segments de parois longs, comme pour les géométries *Box* et *V-shape*, réduit la longueur totale de panneau, mais devrait requérir une plus grande épaisseur de panneau. Ces facteurs ont mené à considérer une portée longue d'entre 125 et 150 mm comme raisonnable. Le polypropylène est réputé pour avoir une surface peu propice à la bonne adhérence d'un adhésif liquide. Pour joindre deux pièces de polypropylène, le traitement des surfaces par plasma est favorable et des techniques de soudures existent. Ces techniques n'étant pas disponibles à ce moment pour le projet, la jonction des composantes de PRF est d'abord réalisée par des boulons et de l'adhésif à base d'époxyde. Toutes les surfaces de PRF en jonction ou en contact avec la mousse polyuréthane sont traitées avec une torche au propane. Le traitement consiste à diriger brièvement une flamme sur les surfaces dans le but d'améliorer leur capacité d'adhérence.

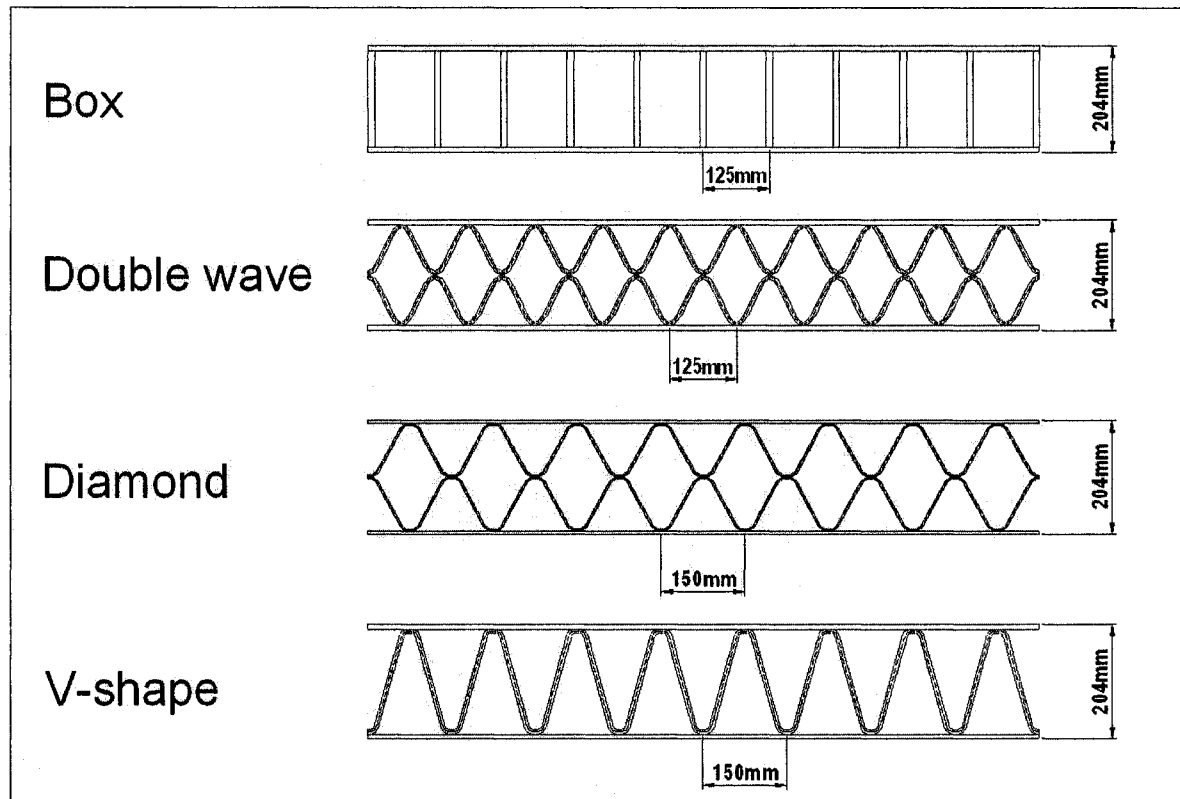


Figure 4.4 Géométries structurales du prototype 1 considérées pour l'analyse par éléments finis.

La Figure 4.5 présente la manière générale dont la dalle est modélisée. La symétrie du chargement d'un essieu de camion est exploitée en modélisant seulement une moitié de dalle. Cette mesure permet l'économie du temps de calcul nécessaire à résoudre le système. Des conditions limites de restriction de déplacement et de rotation permettent de représenter la réalité de la dalle complète. Les poutres de support sont réalisées par la restriction en z d'une ligne de nœuds sur la semelle inférieure. Cette mesure a généré des concentrations de contraintes exagérées dans la région des supports; ce défaut de modélisation ne doit pas par contre avoir d'influence loin de cette région. Le chargement est appliqué par pression (612,5 kPa pour le chargement de service) sur des surfaces de dimensions 125 mm par 600 mm. Le poids de la dalle est négligé dans l'analyse.

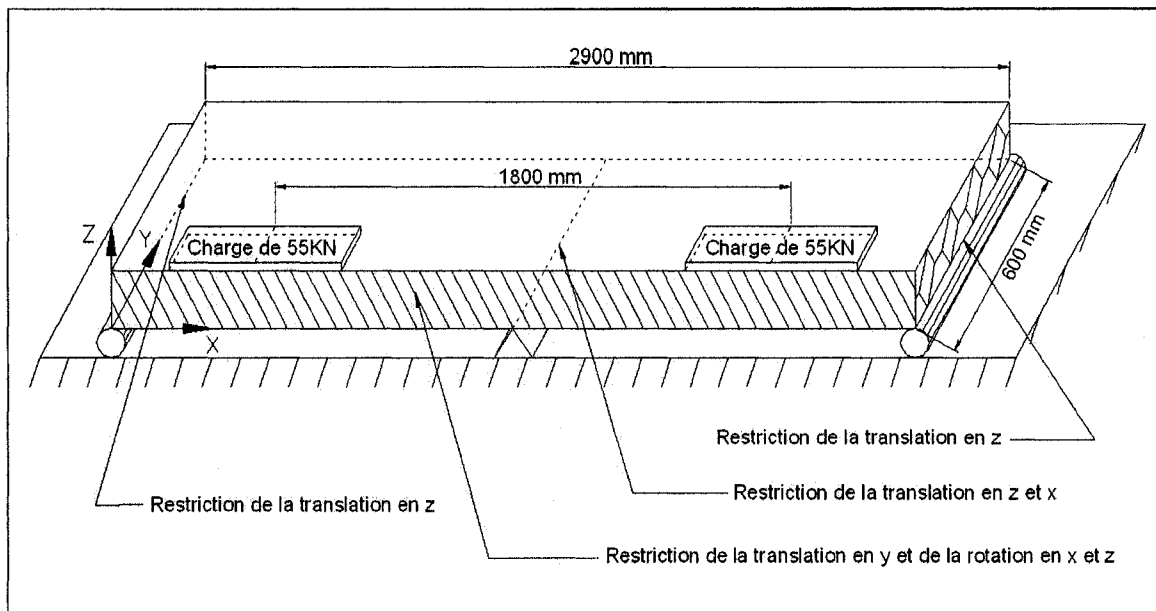


Figure 4.5 Détails du modèle de la dalle utilisé dans l'analyse par éléments finis (les dimensions des surfaces de chargement sont de 125 mm par 600 mm).

Le laminé de polypropylène renforcé est modélisé par des éléments coque (*shell*) à quatre nœuds et la mousse polyuréthane par des éléments solides à huit nœuds. Les propriétés du polypropylène renforcé sont modélisées comme anisotrope vu les propriétés différentes selon deux directions principales dans le plan du laminé. Les propriétés de la mousse polyuréthane sont considérées comme isotropes. Les jonctions entre composantes de PRF sont modélisées comme parfaites, de même que l'adhérence de la mousse polyuréthane aux parois de PRF. Cette mesure néglige la déformation probable aux jonctions entre composantes et devrait mener à une légère surestimation de la rigidité de la dalle. L'annexe D présente davantage de détails du modèle d'éléments finis.

La Figure 4.6 présente une image du modèle de dalle dans SAP2000 ©. Les quatre géométries à l'étude ont demandé des épaisseurs de laminé de PRF similaires pour répondre aux exigences de conception. Les épaisseurs varient de 4 à 6 mm et il apparaît que la mousse polyuréthane a une grande influence sur la rigidité de la dalle. En effet, d'après les résultats numériques, l'ajout de la mousse structurale permet de réduire l'épaisseur des laminés de PRF de moitié. Le modèle d'élément fini utilisé ne permet pas l'analyse du flambage local des parois de PRF du milieu de la dalle. Sur la base d'un calcul analytique simplifié, le flambage

local des parois de PRF du milieu de la dalle a toutefois été considéré comme prévenu par le support de la mousse [ROY et coll., 2008]. Une analyse plus sophistiquée de ce phénomène pourrait faire l'objet de travaux additionnels.

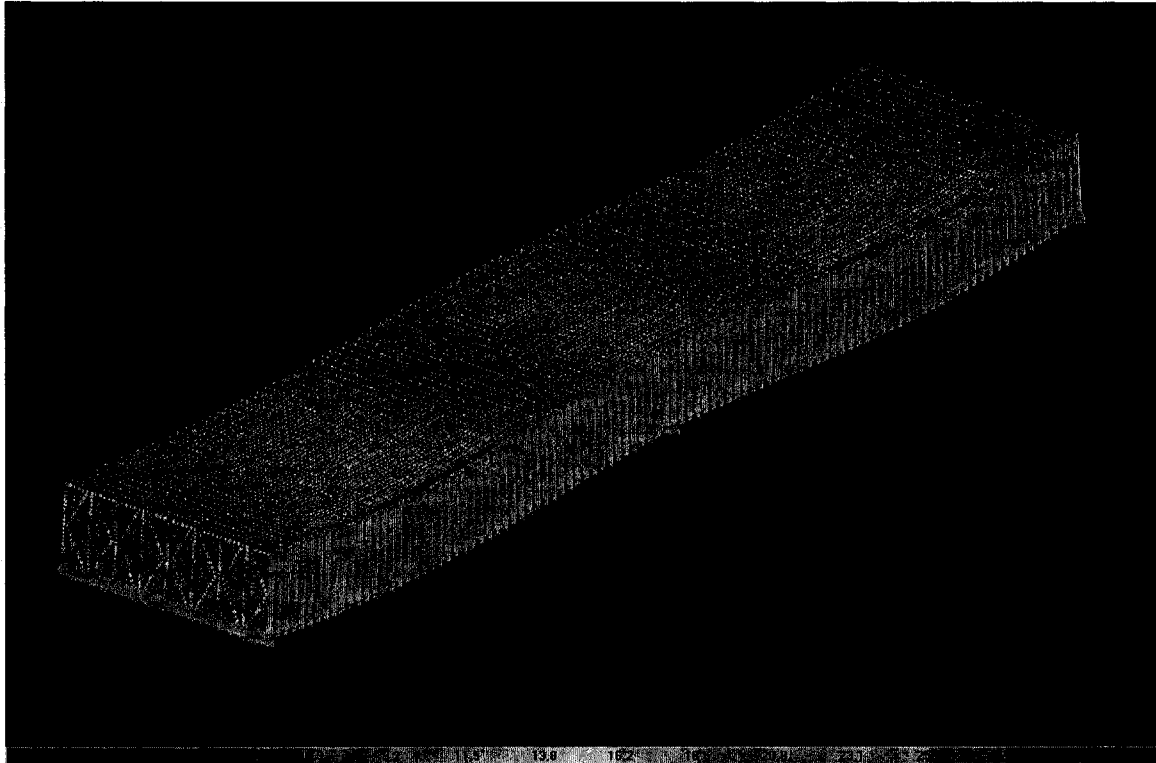


Figure 4.6 Modèle de dalle dans SAP2000 © : représentation de la flèche sous chargement.

En considérant la quantité totale de PRF nécessaire et la faisabilité de construction de chaque géométrie, la géométrie *Diamond* est sélectionnée pour être fabriquée en prototype. Ce profil a l'avantage de bien se prêter au procédé de fabrication envisagé. Des résultats numériques considérant différentes épaisseurs pour cette géométrie sont présentés au TABLEAU 4.2. La contrainte maximale dans les panneaux varie de 32 à 79 MPa selon l'épaisseur de panneau. Le critère de rupture de Von Mises, développé pour les matériaux isotropes, est quand même utilisé pour le PRF : il était le seul critère disponible avec le logiciel utilisé. Ce critère tient compte de l'interaction des contraintes (tension, compression, cisaillement) et permet quand même d'obtenir une représentation approximative d'un état de contrainte global dans le PRF, ce qui est suffisant à ce stade de la recherche. Pour une analyse plus précise du niveau de

contrainte global dans le PRF, les critères de Tsai-Hill ou de Tsai-Wu, plus adaptés pour les matériaux anisotropes, pourront être utilisés [BERTHELOT, 1992]. La contrainte dans la mousse varie quant à elle de 514 à 1285 kPa selon l'épaisseur des panneaux et la position dans la dalle. La réaction au support central est élevée pour le chargement double; la contrainte dans l'âme et la mousse à cet endroit s'en retrouve plus élevée qu'ailleurs. Pour le niveau de flèche maximale, les résultats obtenus varient entre L/541 et L/390. Considérant l'ensemble des résultats de contrainte et de flèche, la combinaison d'épaisseur de panneau de 5 mm et d'épaisseur de panneaux profilés de 4 mm est choisie. Il est à considérer qu'un pli de tissu procure une épaisseur de 1 mm, ce qui représente donc l'incrément d'épaisseur minimal. La contrainte maximale dans les panneaux profilés, plus laborieuse à identifier, est de 21 MPa pour cette géométrie spécifique.

TABEAU 4.2 RÉSULTATS NUMÉRIQUES SOUS CHARGE MÉCANIQUE DU PROTOTYPE 1.

Épaisseur du PRF		Type de chargement	Contrainte Von Mises maximale dans le PRF				Flèche maximale
Panneaux de surface [mm]	Panneau profilé [mm]		Panneau supérieur ^a [MPa]	Panneau inférieur ^b [MPa]	Section profilée ^a [MPa]	Mousse [KPa]	
4	4	Simple	79	37	—	654 ^a 790 ^b	L/390
4,5	3.5	Simple	62	38	—	514 ^a 651 ^b	L/401
		Double	62	58	—	674 ^a 1156 ^b	L/487
5	3	Simple	51	38	—	854 ^b 698 ^c	L/404
5,5	2.5	Simple	42	39	—	731 ^a 906 ^b	L/403
6	2	Simple	35	39	—	963 ^b 774 ^c	L/397
5	4	Simple	49	35	—	660 ^a 712 ^b	L/446
		Double	49	55	21	678 ^a 1015 ^b	L/541
6	4	Simple	32	33	—	654 ^a 658 ^b	L/492

Note : ^a En dessous de la charge; ^b Au support central; ^c En dessous de la charge à mi-hauteur.

La Figure 4.7 montre des résultats de flèche pour cette géométrie selon la position dans la direction transversale. Le panneau supérieur est le lieu de flèche locale alors que le panneau inférieur montre un profil de flèche plus régulier. Ce comportement a déjà été observé en laboratoire sur une dalle constituée de sections pultrudées [HOWDYSHELL et coll., 1998].

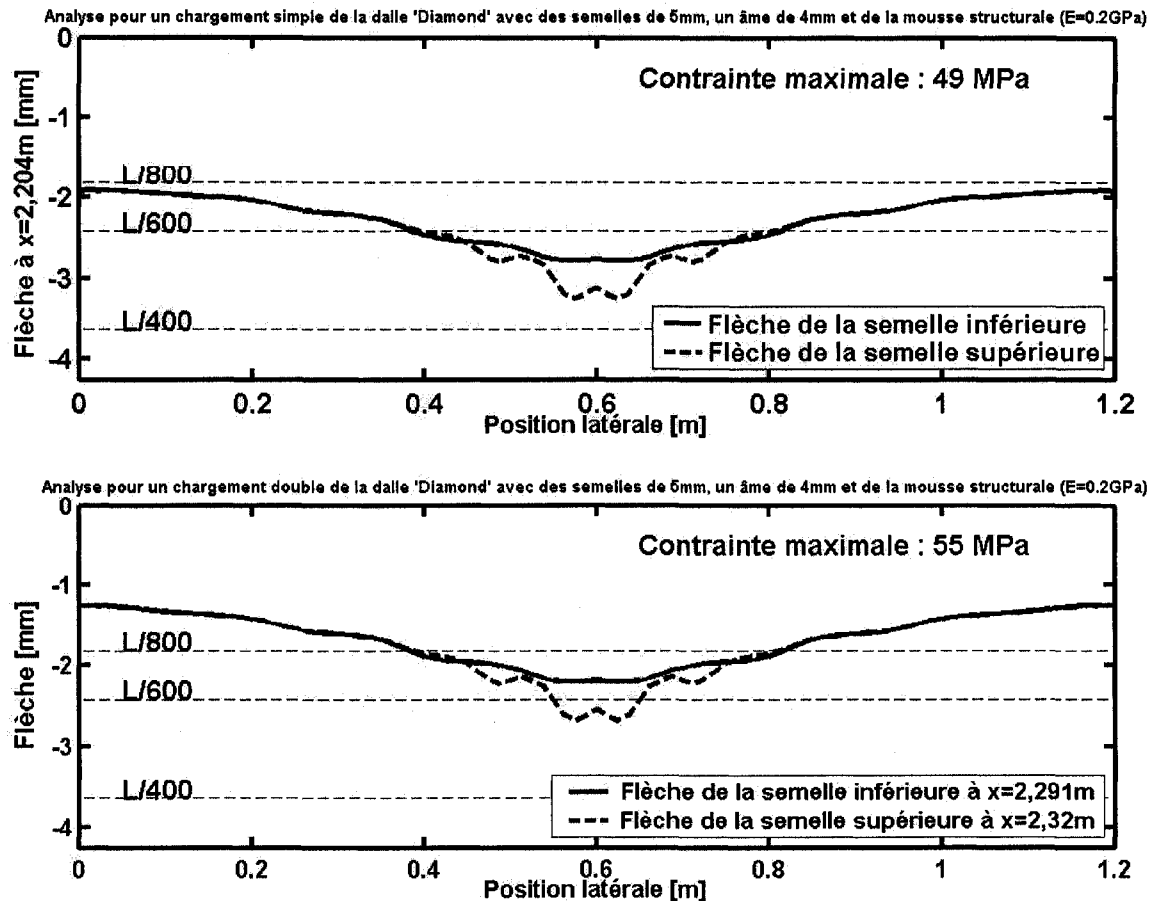


Figure 4.7 Résultats numériques de flèche pour la géométrie *Diamond* selon la position dans la direction transversale (équivalent à la direction de la circulation sur le pont).

Un adhésif à base d'époxyde est utilisé en combinaison des joints boulonnés, mais sa résistance en combinaison avec du polypropylène n'est pas connue au moment de la conception. La conception des jonctions de panneaux est donc établie tel qu'au pire les boulons seuls devraient assurer la résistance. La contrainte de cisaillement aux jonctions de panneaux est vérifiée afin de dimensionner et établir le nombre de joints boulonnés. Cette contrainte varie selon la position sur la longueur de la dalle. Pour bénéficier d'une marge de

sécurité, un chargement de 330,75 kN, soit le triple du chargement à l'état limite d'utilisation, est considéré arbitrairement (ce niveau de chargement représente un facteur de sécurité de 1,59 par rapport au chargement à l'état limite ultime de 208,25 kN). Dans ces conditions, la contrainte de cisaillement atteint un maximum de près de 2 MPa à des endroits près des zones de chargement. Pour être du côté conservateur, la valeur de 2 MPa est prise comme uniforme sur les surfaces de jonction de 25 mm de large. Ceci permet de calculer l'effort de cisaillement total par surface (équation 4.1).

$$V = 2MPa \times 25mm \times 2900mm = 145 kN \quad (4.1)$$

Soit des boulons de diamètre nominal $\frac{1}{4}$ (diamètre effectif d'environ 5 mm) espacés de 200 mm (14 boulons par surface). Ces données permettent de calculer une contrainte de cisaillement nominale dans les boulons (équation 4.2).

$$\tau = \frac{145 kN}{14(2,5^2 \cdot \pi)} = 5,27 MPa \quad (4.2)$$

Ce niveau de contrainte est bas par rapport à la résistance en cisaillement d'un boulon d'acier. La contrainte d'écrasement aux trous de boulons (*bearing stress*) est calculée à l'équation 4.3 en considérant une largeur de 5 mm et une épaisseur de joint de 4 mm.

$$\sigma = \frac{145 kN / 14}{5mm \cdot 4mm} = 5,18 MPa \quad (4.3)$$

Avec la configuration de boulons choisie, comme référence des essais expérimentaux sur des PRF en carbone/époxyde $0/\pm 45^\circ$ donneraient un facteur de concentration de contrainte de 5 dans le pire des cas [MATTHEWS, 1987]. Cet effet résulte en une contrainte maximale de

25,9 MPa, ce qui est bien en dessous de la résistance en tension mesurée du polypropylène renforcé. Considérant également que ce matériau est en général moins fragile que le carbone/époxyde, la configuration de boulons proposée est sélectionnée.

Lors de la fabrication d'un prototype, il a été choisi d'ajouter un panneau d'un pli de Twintex © au milieu pour rendre la jonction centrale plus rigide. L'épaisseur totale finale est légèrement plus grande à 214 mm. Les détails de la géométrie du prototype 1 sont présentés à la Figure 4.8. Des plans de construction détaillés du prototype 1 sont présentés à l'annexe B.

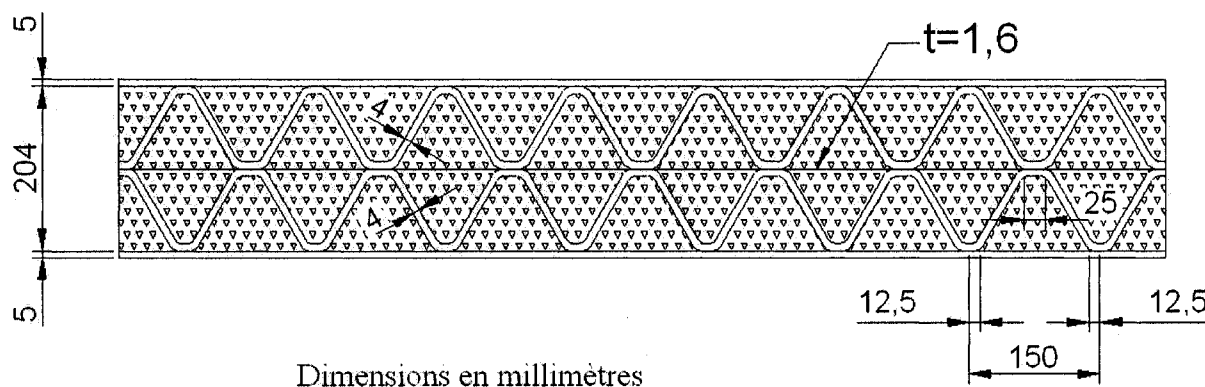


Figure 4.8 Géométrie retenue pour la première dalle-prototype.

4.3.2 Développement de la géométrie du prototype 2

Afin de faciliter l'assemblage de la dalle, un deuxième concept est développé. La jonction à mi-hauteur de la dalle est éliminée. Pour le premier prototype, il s'est avéré difficile de réaliser ce joint boulonné, surtout en s'éloignant des extrémités du prototype. Il est également avantageux en temps de construction et en performance de diminuer le nombre de jonctions. Pour produire le profil de section ondulée du prototype 1, un moule de dimensions adéquates est requis pour produire une pièce intégrale exempte de jonctions superflues. La fabrication intégrale de cette composante est en effet favorable à la rigidité de la construction. La fabrication de ce moule est coûteuse et la production en continue peut être également plus laborieuse à développer que pour des formes plus simples. Pour ces raisons, des formes

simples et répétées sont maintenant choisies. La Figure 4.9 montre les différentes géométries considérées.

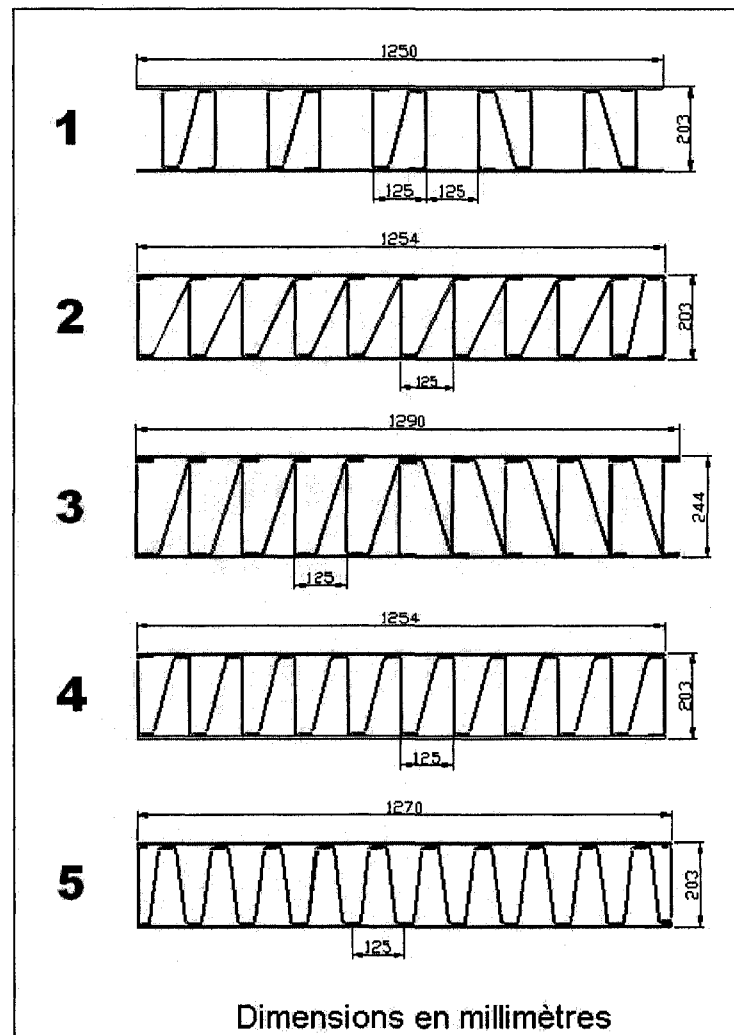


Figure 4.9 Géométries structurales du prototype 2 considérées pour l'analyse par éléments finis.

Ces géométries sont modélisées par éléments finis de la même manière que pour celles menant au prototype 1. Cette fois par contre un modèle complet est réalisé sans pour autant demander un temps de calcul exagéré, soit au maximum une durée de deux heures pour une simulation (Figure 4.10).

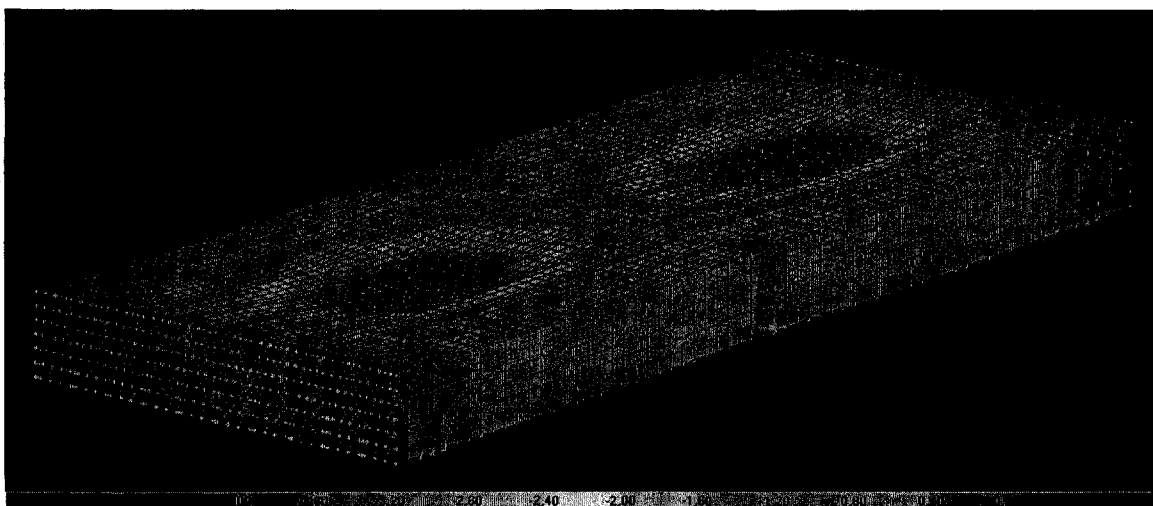


Figure 4.10 Modèle d'éléments finis pour le développement de la géométrie du prototype 2.

La forme de section en «C» est considérée propice à la fabrication en grande série avec le procédé de fabrication en continu envisagé. Pour cette raison, elle est retenue pour être incluse dans le deuxième prototype, ce qui restreint le choix entre les géométries 1, 2 et 3 de la Figure 4.9. La géométrie 1 a le désavantage qu'une de ses surfaces de jonction se retrouve cachée lors de la fabrication en progressant sur le sens de la largeur. La principale différence entre les géométries 2 et 3 est l'angle d'inclinaison des parois obliques. Ces parois servent à reprendre les efforts obliques qui peuvent être générés par des véhicules qui freinent sur le pont. Ces parois peuvent être sollicitées en tension ou en compression selon la direction des véhicules. De plus, cette section de dalle est prévue pour couvrir la largeur entière du pont : la direction de la circulation sera donc dans des directions contraires selon la position sur la dalle. Pour ces raisons, la configuration d'angles d'inclinaison alternés de la géométrie 3 est privilégiée. Afin de faciliter l'assemblage du prototype, la géométrie est inversée à partir du milieu comme présentée à la Figure 4.11. Ceci facilite la réalisation des joints boulonnés à partir des deux côtés de la dalle. L'épaisseur totale de la dalle est fixée à 244 mm. Ceci laisse place à une surface de roulement épaisse de 55 mm pour correspondre à l'épaisseur totale de 299 mm du tablier de pont acier/bois (203 mm traverse en bois + 96 mm madrier de plancher). Ceci implique évidemment au final une surface de roulement différente que le madrier de bois.

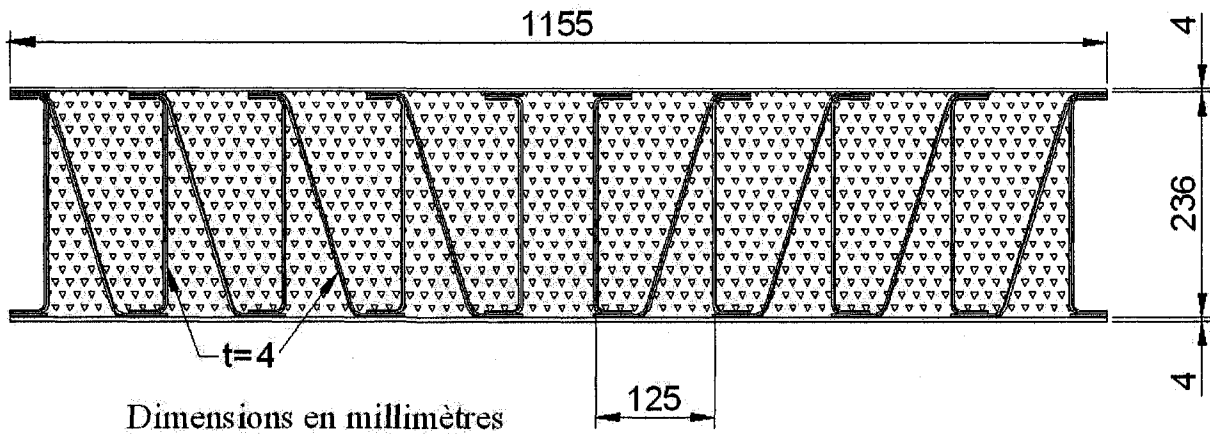


Figure 4.11 Géométrie retenue pour la deuxième dalle-prototype.

Afin de diminuer la quantité de matière, des essais sont faits pour limiter la présence des parois obliques. Pour la conception, l'amplitude de l'effort de freinage reprise par ces parois est considérée être égal au poids du camion (freinage de 1G). Additionné au chargement vertical du camion, un effort total incliné à 45° est considéré. Les simulations montrent que cette configuration de chargement est bien reprise par la dalle. La mousse contribue à la résistance, elle reprend le chargement sur une région plus étendue que la zone de chargement. La présence des parois obliques est donc limitée aux régions des supports. En effet, les efforts d'écrasement présents dans ces zones justifient le maintien des parois obliques. Des plans de construction détaillés du prototype 2 sont présentés à l'annexe B.

CHAPITRE 5

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

5.1 Fabrication de prototype

Des éléments en PRF composant la section profilée des dalles sont produits par le procédé de moulage sous vide au four. Des moules d'acier sont utilisés : ils consistent en des feuilles d'acier de 6,35 mm d'épaisseur formées à la géométrie désirée. Les tissus de polypropylène renforcé sont déposés directement sur ces moules, aucun agent démoulant n'est requis. Une sonde de thermocouple est placée au milieu des tissus afin d'observer leur température. Ceci permet de connaître le moment d'atteinte de la température de fusion du polypropylène. Sur les tissus sont ensuite déposés en série ces recouvrements : un film antiadhésif recouvert de téflon (*release film*) afin d'éviter l'adhésion de la pièce, un tissu en mousse synthétique (*breather*) pour bien répartir la pression du vide et finalement un sac en plastique scellé par un adhésif gommeux pour réaliser le vide. Une fois cet assemblage réalisé, le vide est créé à l'aide d'une pompe et réservoir à vide. Le moule avec le dispositif pour faire le vide et la sonde de thermocouple sont ensuite introduits au four à 180°C (Figure 5.1). La lecture du thermocouple est ensuite observée et le moule est laissé au four jusqu'à ce qu'une température de 180 °C soit atteinte, ce qui arrive après environ cinquante minutes. Le moule est alors aussitôt retiré du four et laissé pour refroidir à la température ambiante. Un certain temps de résidence à la température maximale de 180°C pourrait cependant être avantageux pour une meilleure consolidation du laminé [ROBERT, 2006]. Après une quinzaine de minutes de repos à la température ambiante, la pièce est aisément retirée du moule. La qualité des pièces est ensuite évaluée en observant la présence de porosités sur les surfaces qui peuvent indiquer une fusion et répartition incomplète du polypropylène. La fabrication prévoit l'extension de la longueur totale des prototypes d'environ 300 mm de plus que nécessaire pour permettre la découpe d'échantillons d'essais. Pour des raisons économiques, les composantes de panneau ondulées du prototype 1 sont produites pour couvrir seulement un quart du prototype, ce qui a nécessité des jonctions. Les jonctions résultantes au-dessus du support central devraient

occasionner une discontinuité dans la reprise de contrainte de ce panneau. Cet endroit devant être le site d'un moment de flexion négatif important, il est possible que la discontinuité cause une baisse de rigidité du prototype. Cet effet pourra être apprécié plus loin dans la présentation et l'analyse des résultats d'essai.

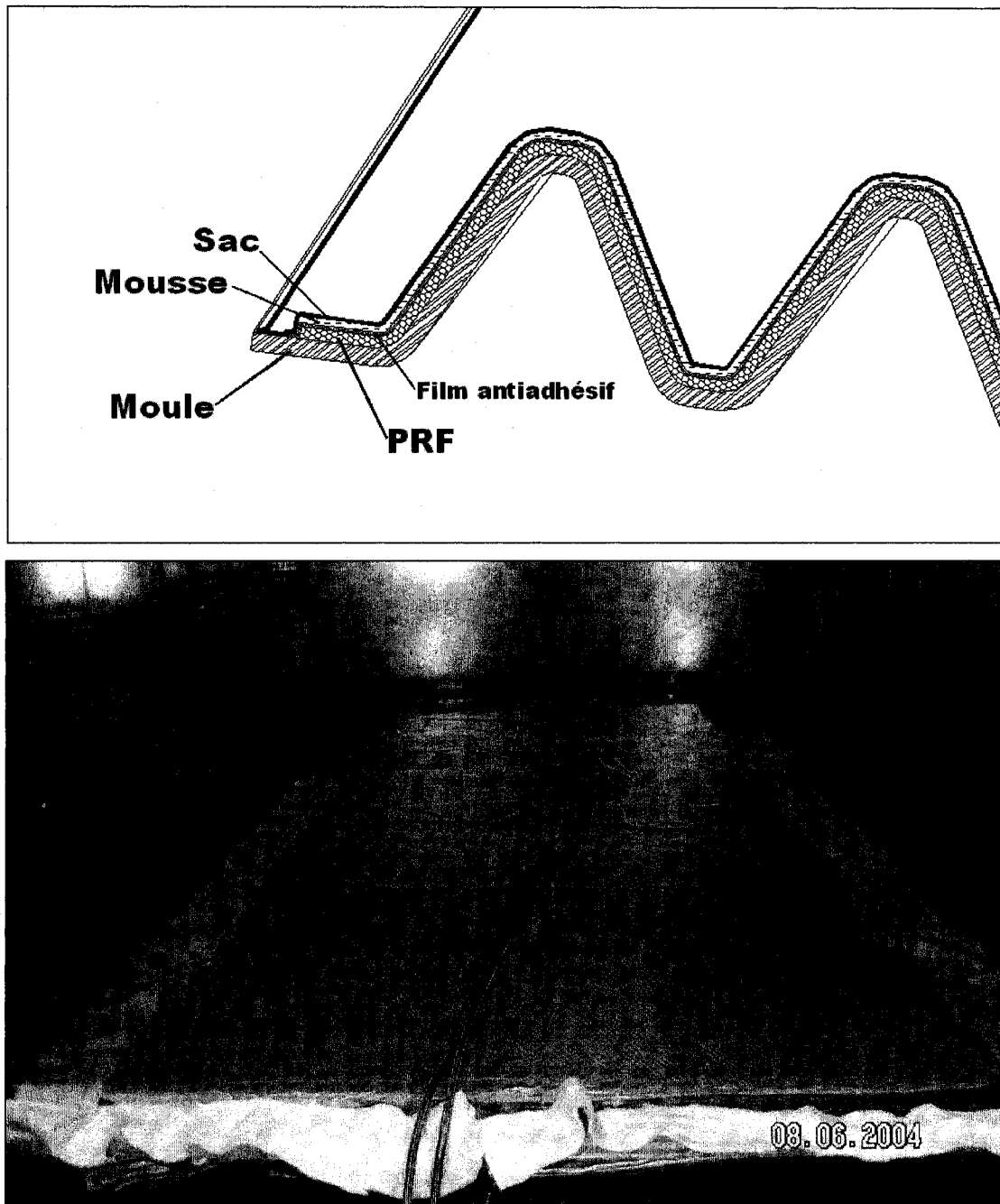


Figure 5.1 Détails du procédé de moulage sous vide au four pour la fabrication de composantes de PRF.

Comme déjà mentionné, le polypropylène a le désavantage d'offrir des caractéristiques d'adhésion moyennes avec des adhésifs courants, même pour des contacts polypropylène/polypropylène. Cette difficulté reflète en général une tendance au désavantage des polymères thermoplastiques par rapport aux thermodurcissables pour l'adhésion. En effet, les thermoplastiques sont généralement constitués de molécules longues et ils offrent peu de sites propices à des liaisons. Le fabricant partenaire a déjà de l'expérience avec l'utilisation d'un adhésif à base d'époxyde pour l'assemblage de pièces en polypropylène renforcé. L'adhésif en question est fourni par l'entreprise *SealRez* (www.sealrez.com) [SEALREZ, 2007]. Cet adhésif avait par contre été utilisé dans des applications légères où la résistance structurale n'était pas un élément critique. Pour l'application du prototype de dalle de tablier de pont, une combinaison de cet adhésif et des boulons haute tension est choisie. Les boulons peuvent être dimensionnés et positionnés par des calculs usuels, offrant ainsi une meilleure assurance de la résistance des jonctions du prototype. Cette solution, quoique peu élégante, permet la réalisation du prototype pour des fins d'essais.

Pour l'application de l'adhésif, les surfaces à joindre sont préparées par le passage rapide sur la surface de la flamme d'une torche au propane. La flamme est passée à une hauteur d'environ 10 cm de la surface de la pièce en observant la surface de polypropylène changer d'apparence. Pour également favoriser l'adhésion de la mousse polyuréthane sur la surface du polypropylène renforcé, l'ensemble des surfaces de contact est également traité par le passage d'une flamme.

5.1.1 Fabrication du premier prototype

Pour le prototype 1, les quartiers de panneaux profilés sont d'abord joints deux à deux pour couvrir toute la longueur. Les joints sont réalisés avec des morceaux de panneaux de polypropylène renforcé qui sont collés et boulonnés (Figure 5.2).

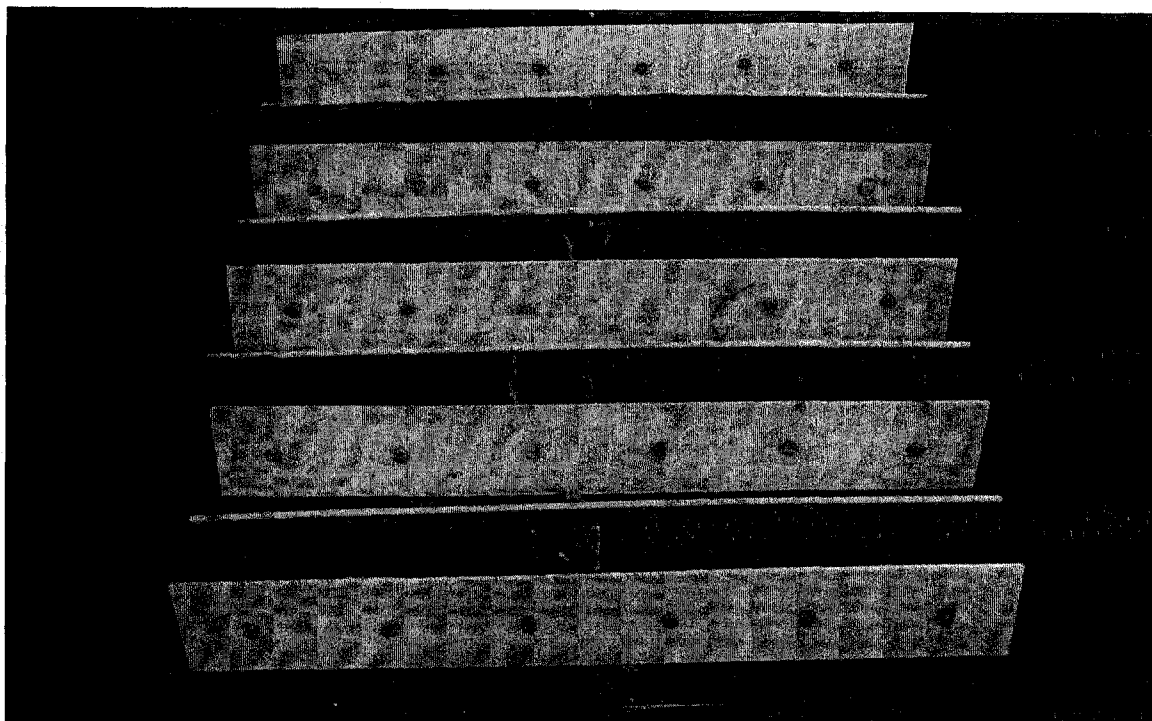


Figure 5.2 Joints centraux des quartiers de panneaux profilés.

Des jauges électriques de déformation sont ensuite installées sur les panneaux profilés à des endroits susceptibles de subir les plus grandes contraintes. De l'adhésif à base de méthacrylate est utilisé pour apposer les jauges. La position de ces jauges est détaillée à l'Annexe C. Ces panneaux profilés peuvent maintenant être joints à un panneau de surface. La première série de boulons peut être aisément installée, mais il est opportun de prévoir l'étape suivante. En effet, après le premier étage de panneaux profilés installé, il sera difficile d'atteindre une des surfaces de boulonnage, surtout au centre de la dalle. Pour contrer cette difficulté, les trous de boulons des composantes à être assemblées ultérieurement sont d'abord percés au préalable en maintenant les composantes à joindre en position. De cette façon, l'alignement des trous est assuré si les composantes sont assemblées dans la même position que lors de leur perçage. Lors du positionnement du premier étage de panneau profilé, les boulons de l'étape suivante sont ensuite mis en place et maintenus avec un adhésif à base de silicone (Figure 5.3). Des planches de bois sont aussi mises en place afin d'éviter que les boulons soient poussés à tomber lors de l'installation de la prochaine composante (Figure 5.4).



Figure 5.3 Étape de mise en place des boulons d'une étape d'assemblage à venir.

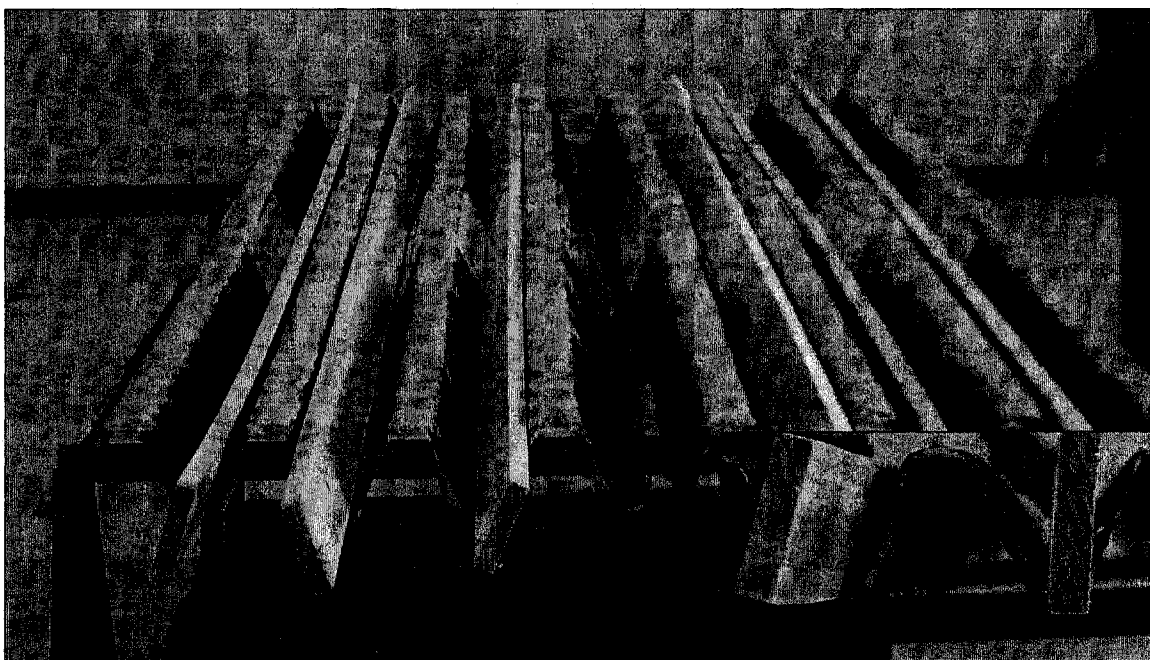


Figure 5.4 Panneaux profilés avec les surfaces de joint enduites d'adhésif et des planches de bois pour retenir les boulons lors de l'étape suivante.

Le premier panneau de surface est donc placé sur le premier étage de panneaux profilé tel qu'il est présenté à la Figure 5.4. Dans ce cas, les trous de boulons sont réalisés pendant l'installation finale. Une fois ce premier panneau installé et boulonné, les boulons du deuxième étage de panneaux profilés sont à leur tour mis en place et retenus par des planches de bois. Le panneau mince du milieu ainsi que le module du deuxième étage de panneaux profilés sont ensuite alignés sur les boulons déjà en place et sont serrés en place. La fin de cette étape est présentée à la Figure 5.5.

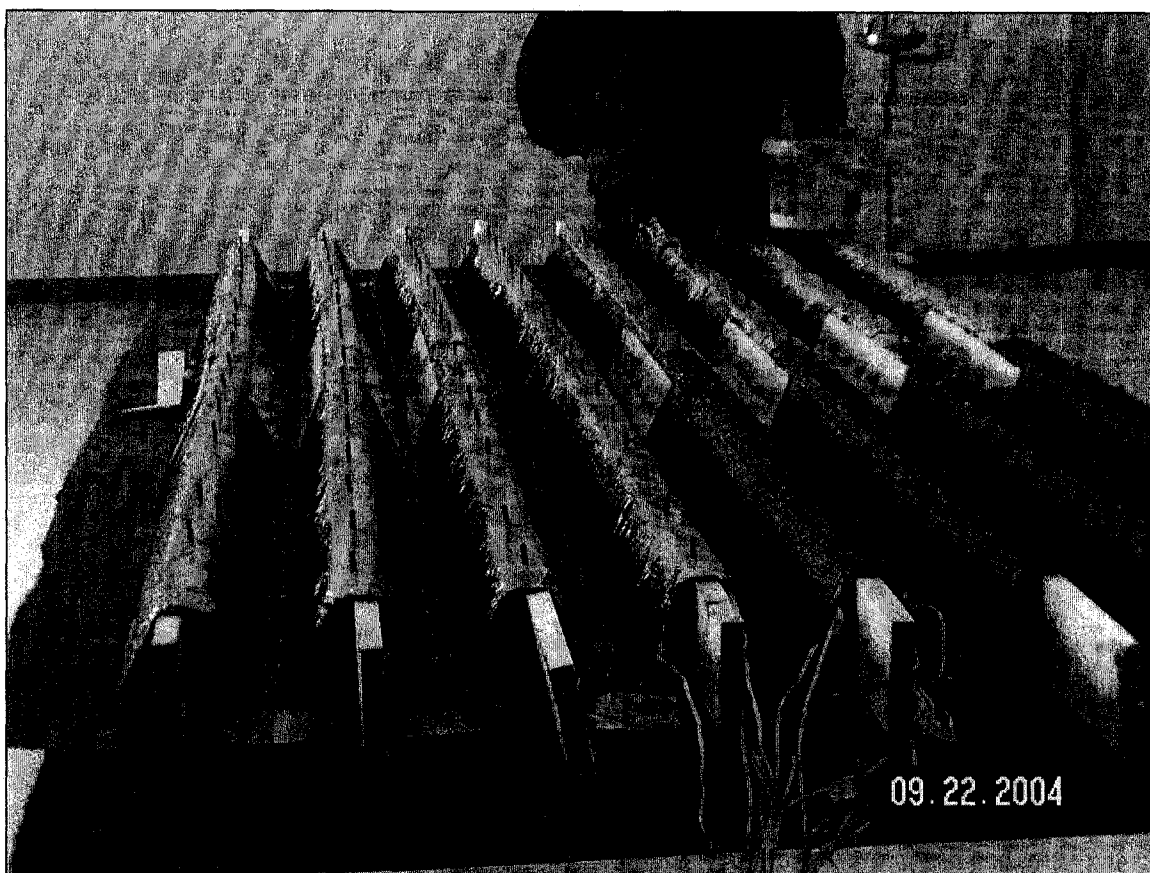


Figure 5.5 Étape intermédiaire de la fabrication du prototype 1.

Le deuxième panneau de surface est ensuite aligné sur les boulons en place et serré en place. De cette façon, une surface de la dalle expose les têtes de boulons et l'autre les écrous (Figure 5.6). Cette méthode d'assembler cette dalle rend critique l'alignement des boulons avec les trous de boulons. En effet, tous les boulons doivent être bien alignés en même temps pour que

les composantes s'installent. Il a été possible de procéder en alignant les boulons dans les trous rangée par rangée, en fléchissant légèrement les composantes lorsque possible.

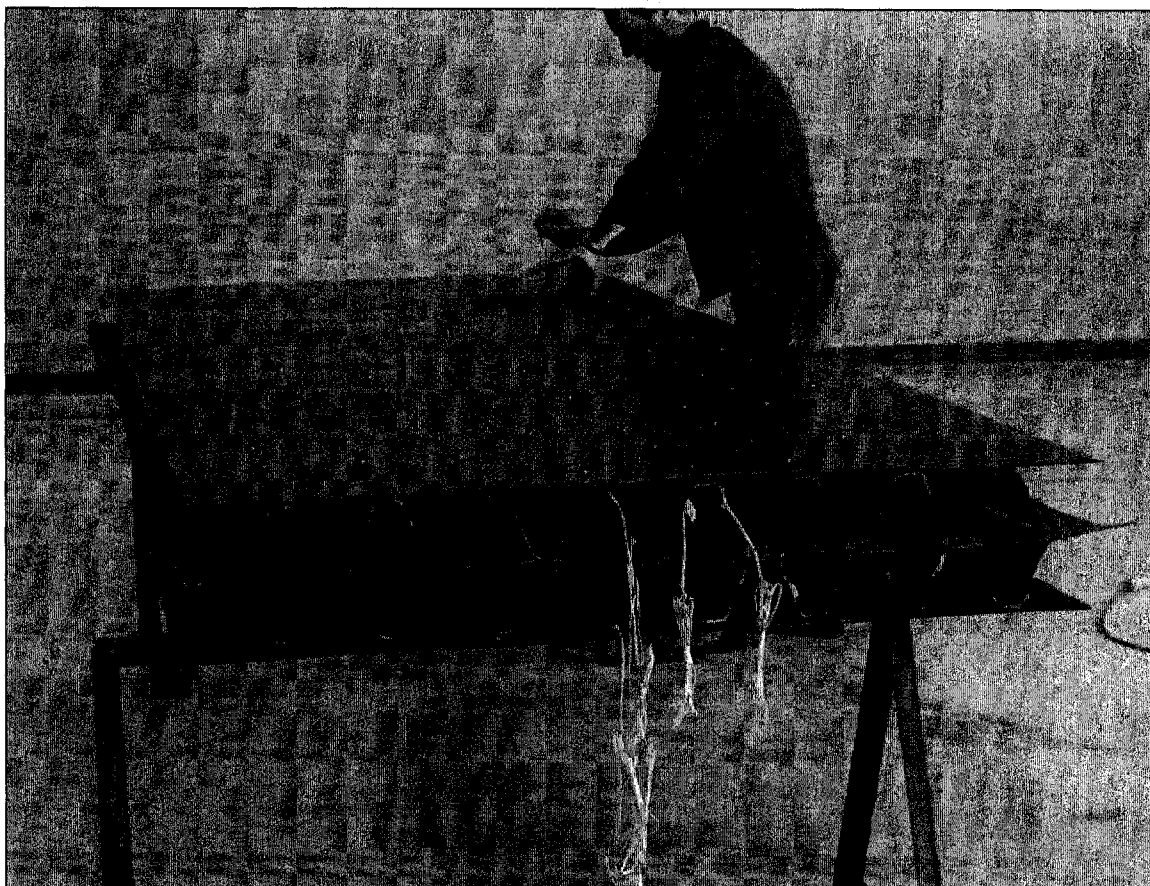


Figure 5.6 Prototype 1 une fois tous les composantes de PRF assemblées.

La prochaine étape de fabrication consiste à introduire la mousse polyuréthane dans les cavités de la dalle. Pour ce faire, une extrémité de la dalle est bloquée et la dalle est placée en inclinaison (Figure 5.7). Le mélange de la mousse polyuréthane, un mélange liquide en deux parties, est ensuite réalisé et déversé rapidement une à une dans les cavités. Le mélange coule jusqu'à l'extrémité bloquée et la mousse se forme presque instantanément et monte dans la cavité pour atteindre l'autre extrémité après environ une minute. L'extrémité ouverte est bloquée au mieux pour que la mousse soit uniforme à cet endroit (Figure 5.8). La mousse est à l'état solide en quelques minutes. Les extrémités de la dalle-prototype sont ensuite taillées au besoin pour donner une meilleure finition. La mousse polyuréthane utilisée a été fournie

par un sous-traitant. Lorsque le mélange est laissé pour une expansion à l'air libre, cette entreprise indique qu'une densité de $3,5 \text{ lb/pied}^3$ est obtenue. À partir des propriétés générales des mousses polyuréthane, cette densité procure un module d'élasticité d'environ 3 MPa. Cette valeur est de beaucoup inférieure à celle de 200 MPa qui a été considérée pour la conception. Il s'est avéré que les mousses à haut module d'élasticité sont trop coûteuses pour le projet.

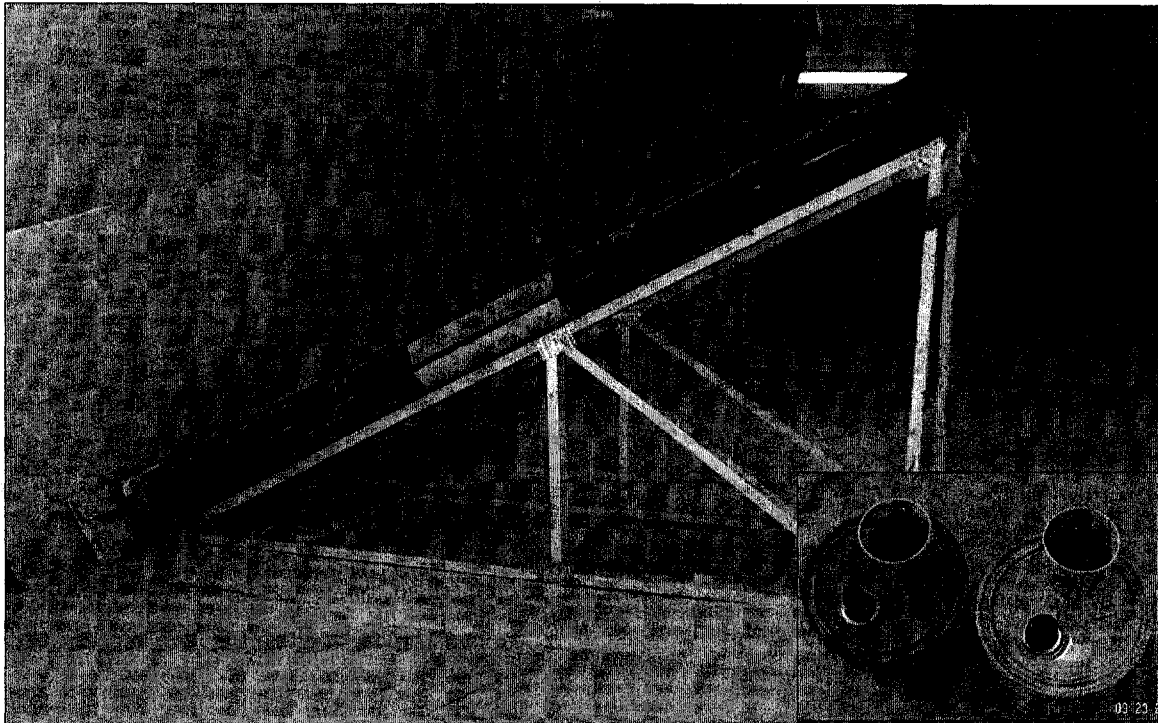


Figure 5.7 Prototype 1 en place pour l'introduction de la mousse polyuréthane.

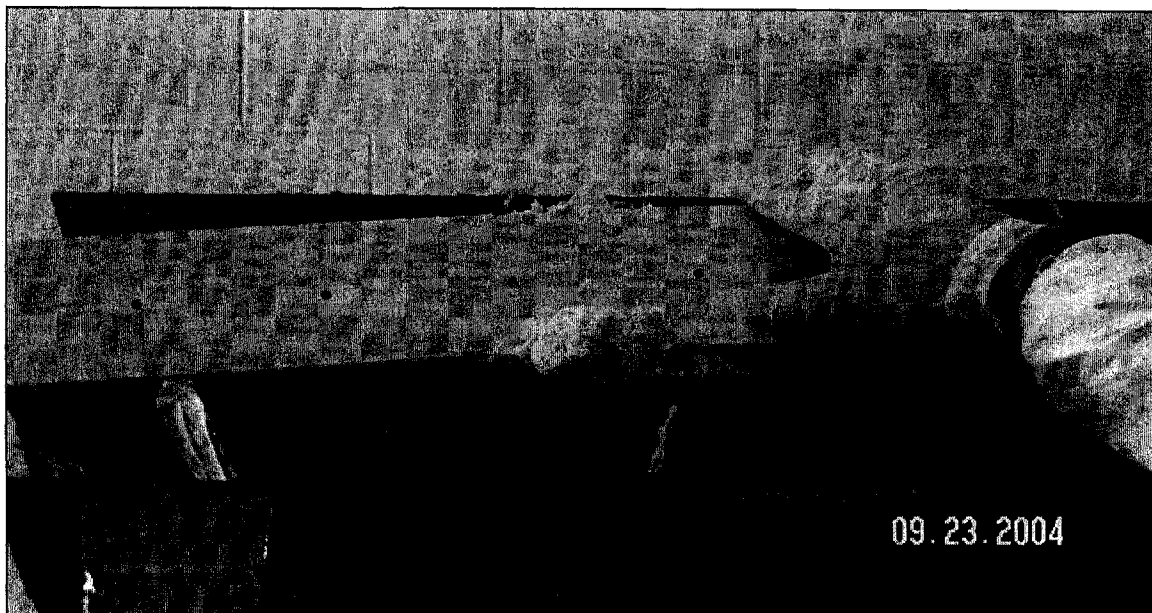


Figure 5.8 Blocage de l'extrémité ouverte lors de l'expansion de la mousse polyuréthane.

5.1.2 Fabrication du deuxième prototype

Une série de dix poutres à profil en «C» couvrant la longueur totale de la dalle ainsi que des parois obliques sont produites pour former l'intérieur de la section de la dalle. Ces composantes sont fabriquées par le procédé de moulage sous vide. Les composantes sont ensuite traitées par flamme et des jauges de déformation sont installées aux endroits d'intérêt. Les deux panneaux de surface d'épaisseur de 4 mm sont produits par un procédé de moulage en continu par pressage entre rouleaux (*roll forming*) et traités par flamme. Pour l'assemblage des composantes, seule une jonction par boulonnage est utilisée. Ce choix permet de vérifier en essai si cette mesure est suffisante et fiable. L'assemblage de la dalle débute en fixant les deux poutres en «C» du milieu. De cette façon, les prochaines zones de boulonnage sont accessibles par les côtés de la dalle. Les trous de boulons sont perforés sur place à mesure que la construction avance. Les parois obliques sont positionnées lorsque les trous sont perforés et sont serrées en place en séquence, à mesure que les poutres en «C» sont serrées. Des plaques étroites d'épaisseur de 4 mm sont nécessaires aux endroits où il n'y a pas de parois obliques pour garder l'épaisseur de la construction constante. La dalle assemblée est présentée à la Figure 5.9. Le même type de mousse polyuréthane que pour le prototype 1 est ensuite introduit dans les cavités et de façon similaire.

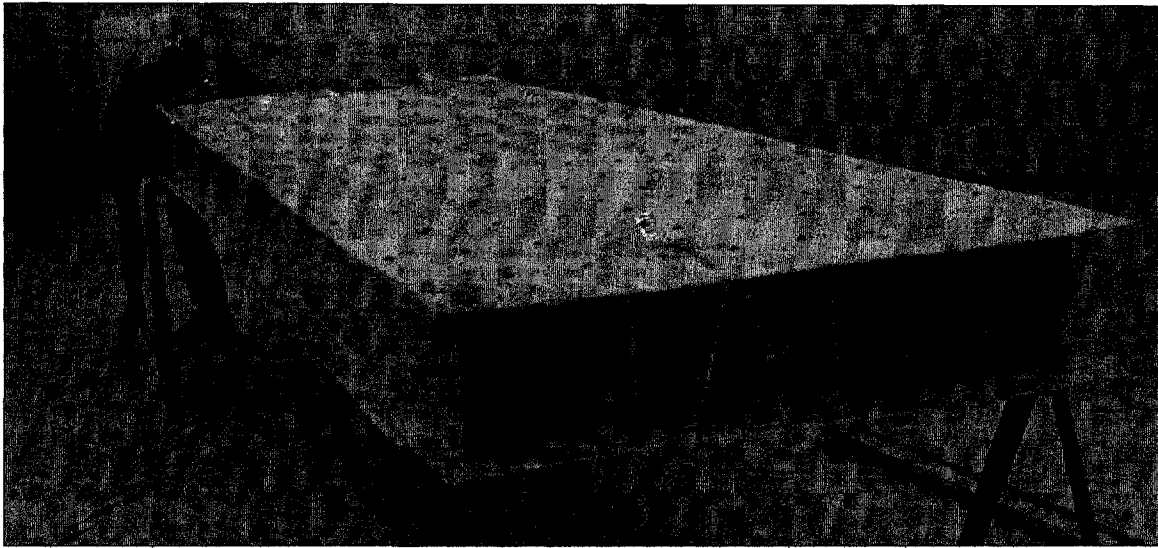


Figure 5.9 Deuxième dalle-prototype lors de la fabrication.

5.2 Caractérisation des matériaux constitutants

5.2.1 Polypropylène renforcé de fibres de verre

Des essais de caractérisation mécaniques ont été réalisés sur des échantillons de matériaux découpés sur les dalles. Des essais de tension sont effectués selon la norme ASTM D3039/D3039M – 00 [ASTM, 2000]. Les directions 1 et 2 du tissu sont considérées pour l'évaluation du module et de la résistance ultime. Les dimensions des spécimens sont selon la norme : largeur de 25 mm, longueur de 300 mm et une épaisseur autour de 5 mm. Un appareil d'essai MTS est utilisé pour solliciter les spécimens et un extensomètre MTS est installé pour mesurer la déformation. Ces données sont enregistrées avec un système d'acquisition de données MTS. Des essais de compression sont également réalisés sur le même appareil MTS et sur le même type de spécimens que les essais de tension. Les essais de compression utilisent toutefois un support pour éviter le flambage des spécimens (Figure 5.10).

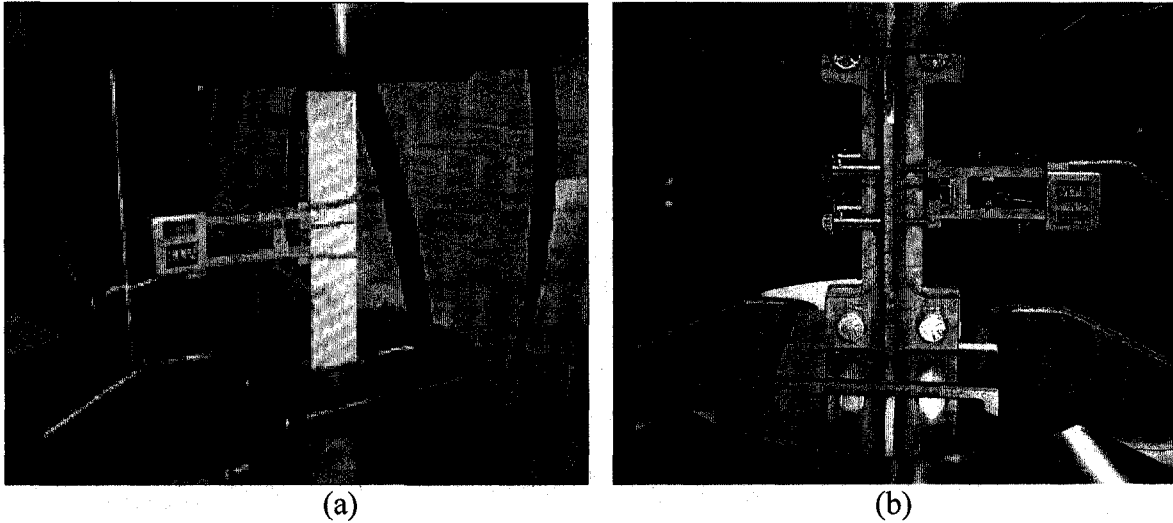


Figure 5.10 Montage expérimental des essais de caractérisation mécanique du PRFV : (a) essai de traction; (b) essai de compression.

5.2.1 Mousse polyuréthane

La mousse polyuréthane produite dans la fabrication des dalles-prototype a été évaluée en essai de compression. Des spécimens de mousse sont découpés directement à partir des prototypes, et ce, aux plus grandes dimensions possible. Les spécimens sont taillés en forme de cube. La densité de ces spécimens est d'abord mesurée selon la norme ASTM D1622-03 [ASTM, 2003]. Les cubes sont ensuite compressés par un appareil de traction/compression de marque MTS 810 suivant la norme ASTM D1621-04a [ASTM, 2004]. La force appliquée ainsi que le déplacement de la tête de force sont enregistrés sur ordinateur (Figure 5.11).



Figure 5.11 Appareils d'essai pour l'évaluation des propriétés en compression de la mousse polyuréthane.

5.3 Essais de chargement statique

L'objectif des essais de chargement statique est premièrement de vérifier expérimentalement le niveau de contrainte et de flèche de la dalle sous un chargement normalisé. Sous le chargement de service (110,25 kN), un niveau de contraintes en dessous de 25 % de la résistance ultime du PRF en tension et en compression est visé. Ces valeurs représenteraient une contrainte d'autours de 53 MPa en tension et de 38 MPa en compression. La flèche du panneau supérieur devrait être en dessous de 3,62 mm afin de respecter l'exigence de $L/400$. Ces essais permettent également de vérifier la justesse du modèle d'éléments finis par comparaison aux résultats expérimentaux. Une concordance à l'intérieur de 10 % est souhaitée; ce niveau de précision étant représentatif de ce qui est généralement reporté dans la littérature.

5.3.1 Montage expérimental

Les essais de chargement sur les dalles-prototype sont réalisés au laboratoire de structure du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Ce laboratoire est doté d'un plancher constitué d'une dalle de béton rigide d'environ un mètre d'épaisseur qui procure une fondation stable pour les essais. Les conditions des essais de chargement statique en laboratoire sont conçues pour représenter celles qui prévalent pour le pont de l'application cible et pour respecter les prescriptions du Code canadien sur le calcul des ponts routiers. Les poutres de support pour réaliser deux portées de 1,45 mètre sont réalisées par le positionnement de trois poutres en H. Les poutres choisies ont une largeur d'assise de 85 mm (largeur de l'aile de la poutre rectiligne) qui est environ la moitié de celle des poutres du pont ciblé. Cette différence rend le montage expérimental conservateur en termes de flèche. Ces trois poutres sont déposées et boulonnées sur d'autres poutres en «H» plus grandes qui reposent sur la dalle/plancher du laboratoire. Cette configuration permet d'élever la dalle d'essai pour faciliter l'accès en dessous. Les grandes poutres ont une largeur de 305 mm et une hauteur de 406 mm avec une épaisseur de parois telle que leur déformation sous le chargement prévu est négligeable. Le déplacement des trois poutres de support est également prévu négligeable, bien en dessous de 1 mm. Ce montage est ensuite vérifié pour être au meilleur niveau possible. L'utilisation de membranes de caoutchouc sur les supports devra en plus aider à bien répartir le contact entre la dalle et les supports. Des morceaux de fer angle sont également installés sur les poutres de support d'extrémité afin d'assurer le maintien en place de la dalle, tel qu'illustré à la Figure 5.12. Pour les essais, la dalle-prototype est simplement déposée sur ce montage.

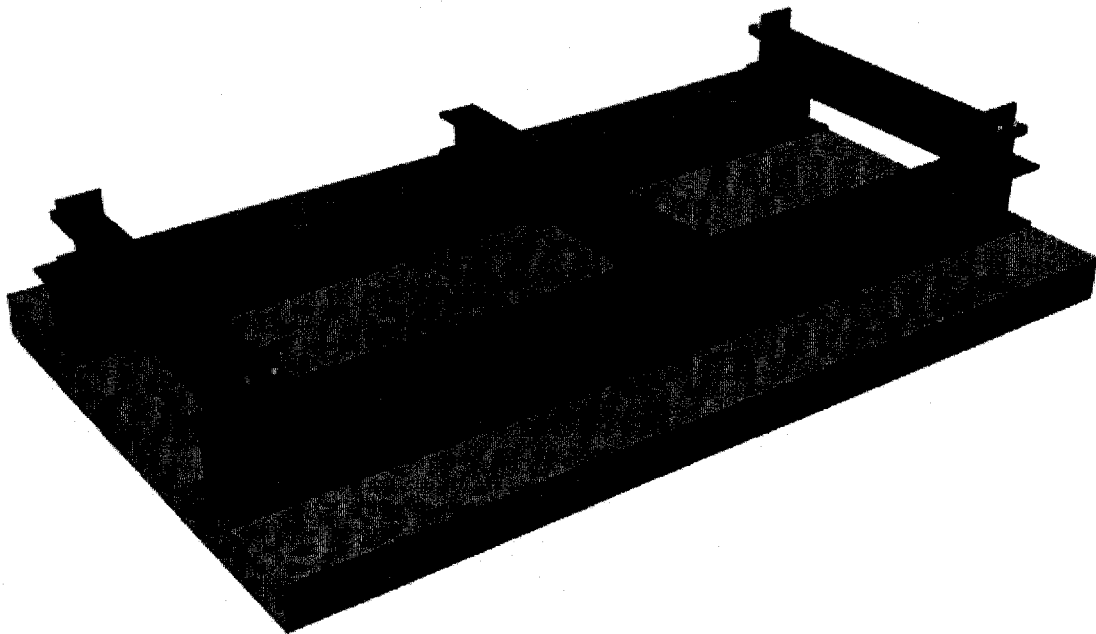


Figure 5.12 Assemblage de poutres de support pour asseoir la dalle (configuration prototype 1 montrée).

Le chargement est réalisé à l'aide d'un vérin hydraulique de marque MTS d'une capacité de 500 kN. Ce vérin est supporté par un cadre rigide boulonné dans la dalle du laboratoire. La géométrie du chargement est selon la prescription du Code canadien sur le calcul des ponts routiers : deux surfaces de chargement aux dimensions de 600 mm par 250 mm séparées de 1,8 mètre centre à centre. Pour appliquer ces deux forces avec un seul vérin la poussée est répartie à l'aide d'une poutre rigide. Des rotules aux extrémités du vérin et aux deux points d'application de la charge assurent la libre rotation des surfaces. Aux zones de chargement, la pression est appliquée initialement sur des plaques d'acier d2 25 mm d'épaisseur : des plaques plus épaisses ont été requises au cours des essais comme décrit plus loin. Une cellule de pression à même le vérin permet de mesurer l'amplitude du chargement. D'autres cellules de mesure de force sont également présentes à chaque point d'application de la force. Ce montage est schématisé à la Figure 5.13 et illustré à la Figure 5.14 pour les deux prototypes.

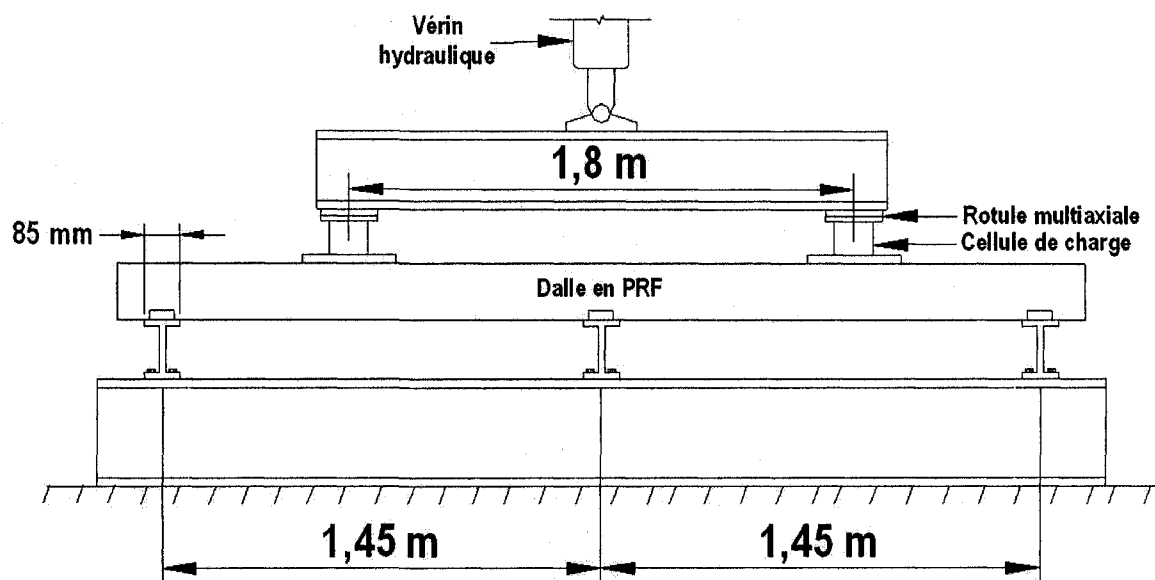


Figure 5.13 Schéma du montage expérimental pour les essais de chargement statique.

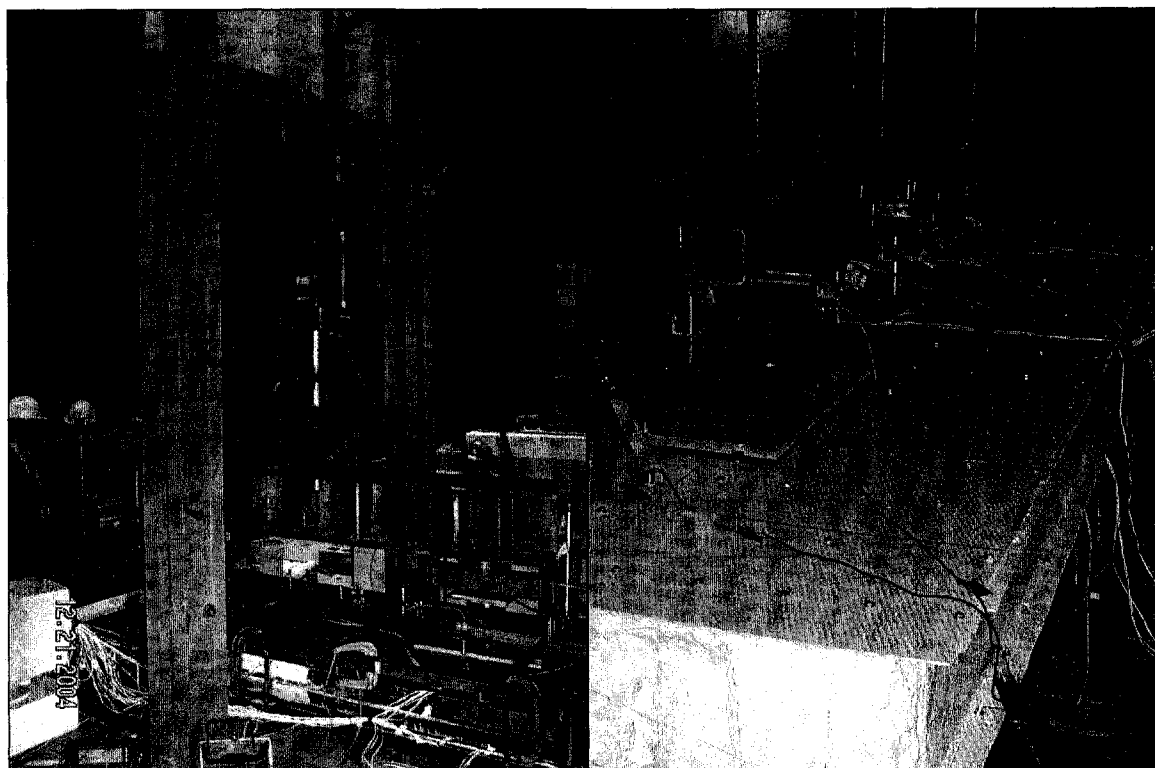


Figure 5.14 Dalles-prototype installées dans leur montage de chargement statique.

En plus de celles installées sur les parois de PRF à l'intérieur des dalles, d'autres jauges électriques de déformation sont apposées sur les surfaces des panneaux externes des dalles. Des capteurs de déplacement LVDT (*Linear variable displacement transducer*) sont également utilisés pour mesurer la flèche de la dalle. Ces capteurs sont mis en place avec un montage de poutres d'acier et des serres en C adaptées aux capteurs. Le montage de poutres d'aciers est fixé aux grandes poutres en «H» par des tiges filetées de 1" de diamètre. Cette disposition fait en sorte que la portion fixe des capteurs demeure fixe par rapport aux grandes poutres, permettant d'isoler la mesure de la flèche de la dalle, à l'exception de la déformation des poutres de support qui doit être négligeable. La position de ces jauges et capteurs est détaillée à l'annexe C. Ces instruments de mesure sont tous branchés à un système d'acquisition de données du modèle 4270 de *Vishay Measurement Group* raccordé à un ordinateur pour enregistrer les mesures. La fréquence des enregistrements est de 30 Hz.

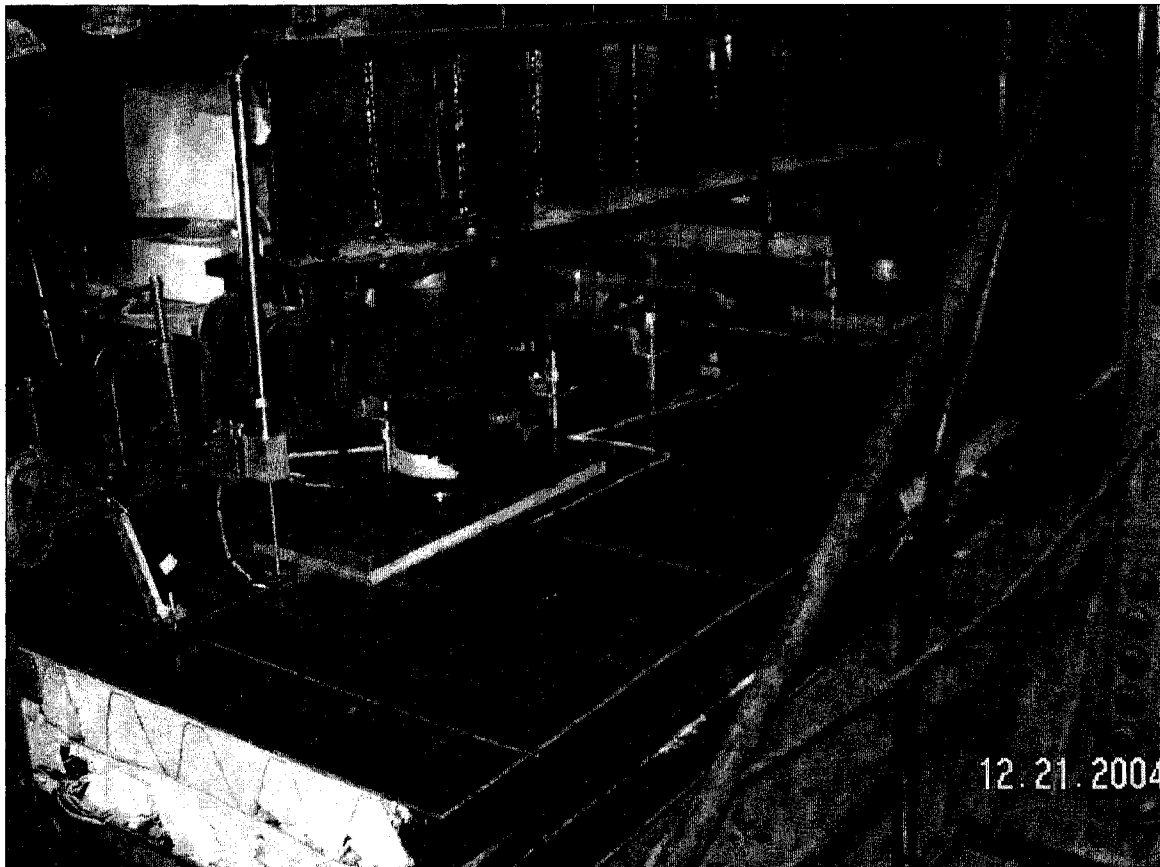


Figure 5.15 Première dalle-prototype dans le montage de chargement statique avec les capteurs de déplacement LVDT.

Pour l'essai du prototype 1, des morceaux de planches de contreplaqué de $\frac{3}{4}$ " d'épaisseur sont placées aux zones de chargement et d'appui de la dalle afin d'éviter le contact des boulons de la dalle et pour aider à bien répartir la pression de contact. Lors des essais sur le prototype 2, des membranes de caoutchouc de 9,5 mm d'épaisseur sont utilisées seules aux appuis et accompagnées des planches de contreplaqué aux zones de chargement. Une nouvelle plaque d'acier de répartition de chargement de 75 mm d'épaisseur est également utilisée du côté nord et avec un ensemble de trois plaques de 25 mm d'épaisseur du côté sud. Une troisième grande poutre en «H» est aussi utilisée pour rendre le montage davantage rigide (Figure 5.16).

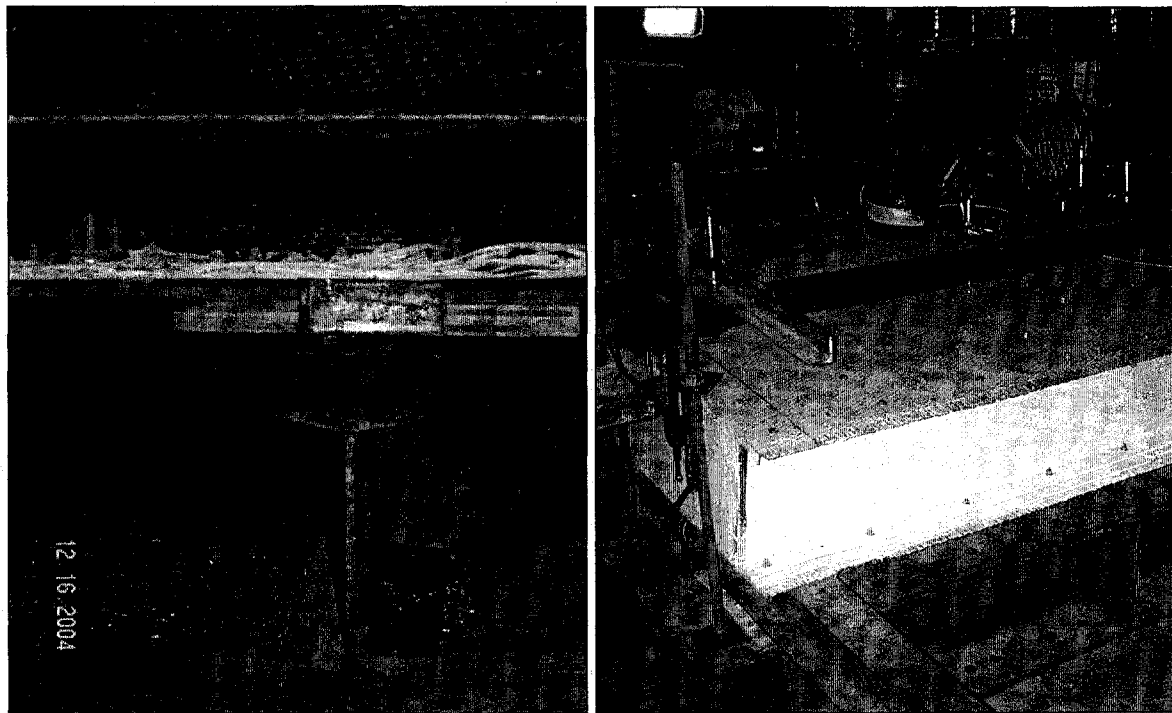


Figure 5.16 Détails du montage d'essai de chargement statique : planches de contreplaqué aux appuis pour le prototype 1 et troisième grande poutre en H pour le prototype 2.

Des cales d'acier étaient positionnées entre ces poutres afin qu'elles demeurent en position. Un capteur LVDT est également placé sur la surface inférieure de la dalle près du dessous de chacune des zones de chargement. La position de ces capteurs coïncide avec celle d'un autre sur le dessus de la dalle, de manière à vérifier la différence de lecture entre les deux surfaces et apprécier le niveau de flèche locale sur la surface supérieure. Les poutres de support étaient

fixées avec des serres en «C» lors de l'essai du prototype 1 et boulonnées par après pour l'essai du prototype 2. Ces poutres n'ont pas bougé lors des premiers essais, mais le boulonnage donne un montage plus sûr. Le panneau supérieur du prototype 1 a un défaut du côté de la portée nord. Les tissus ont formé un pli lors de la mise sous vide ce qui a formé un creux sur la largeur du panneau. Ce défaut est présent dans la zone de chargement; la planche de contreplaqué sous le chargement a été évidée en conséquence pour favoriser une pression de chargement uniforme sur la surface (Figure 5.17).

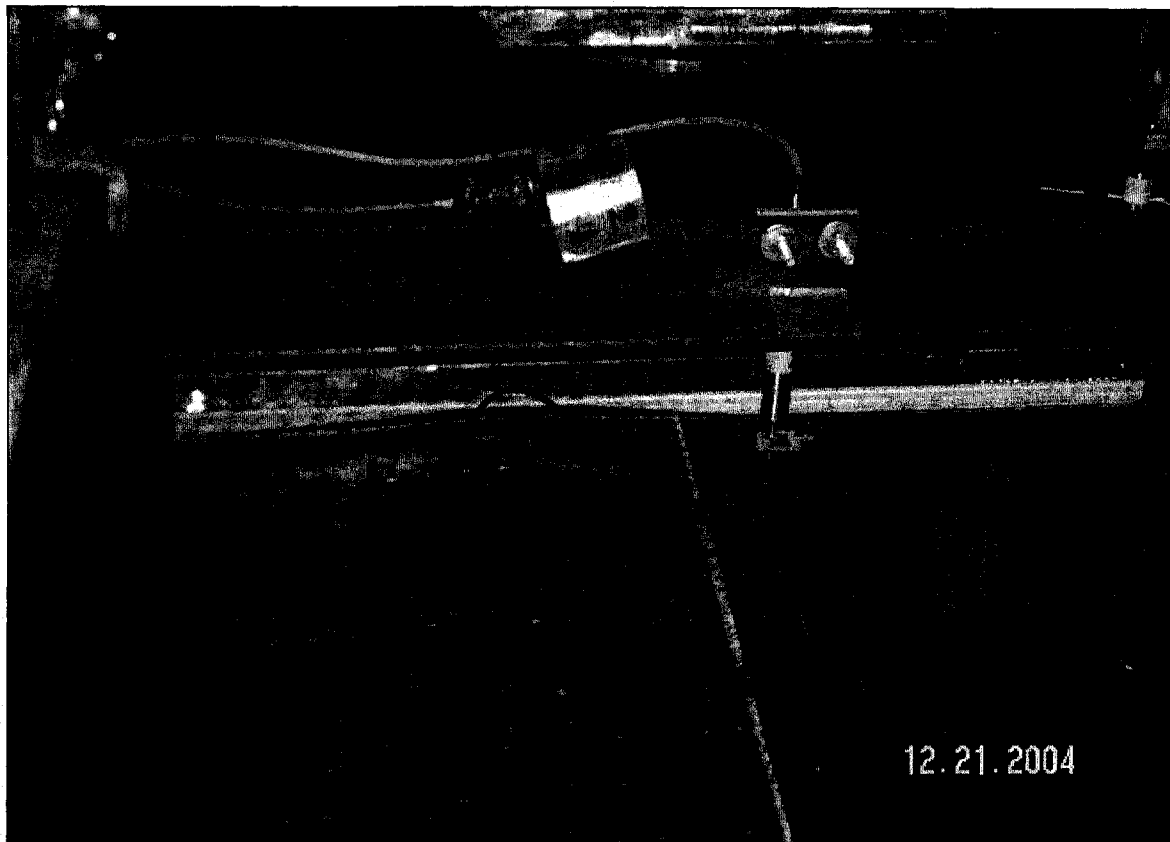


Figure 5.17 Défaut sur le panneau supérieur du prototype 1.

5.3.2 Déroulement des essais statiques

Pour le prototype 1, un total de quatre séquences de chargement est réalisé. Un premier essai jusqu'à la charge de service est exécuté (deux charges de 110,25 kN pour un total de 220,5 kN). L'arrêt a été causé par une inclinaison latérale du vérin. Ce défaut fut corrigé par un meilleur positionnement du montage de répartition de la charge sur les plaques d'acier et

l'alignement des rotules aux points d'application de la force. Cet essai permet tout de même de confirmer le bon fonctionnement des instruments de mesure et la stabilité du montage de poutres de support. Un deuxième chargement est ensuite appliqué et relâché à une charge totale de 380 kN. Cet essai est arrêté à cause de la flexion excessive apparente des plaques d'acier aux zones de chargement. En effet, ces plaques prenaient la forme du profil de flèche de la dalle, il a été jugé que ceci pouvait être dommageable pour les cellules de force en contact avec les plaques. Les deux plaques d'acier ont donc été remplacées par une plaque de 62,5 mm d'épaisseur du côté nord et par un ensemble des deux plaques de 25 mm d'épaisseur avec une autre de 12,5 mm d'épaisseur du côté sud. Un troisième chargement est ensuite repris avec ces conditions. Le chargement est arrêté à environ 480 kN au total à cause que la cellule de lecture de la charge était calibrée pour saturer à 450 kN. La cellule est donc calibrée de nouveau pour procéder à un quatrième chargement. Le chargement est cette fois augmentée jusqu'à la limite pratique du vérin, soit 516 kN au total. Dans tout les cas, les vérins ont été actionnés en mode de contrôle d'avance avec un taux d'avance de 1 mm par minute. Les rampes de chargement sont présentées à la Figure 5.18.

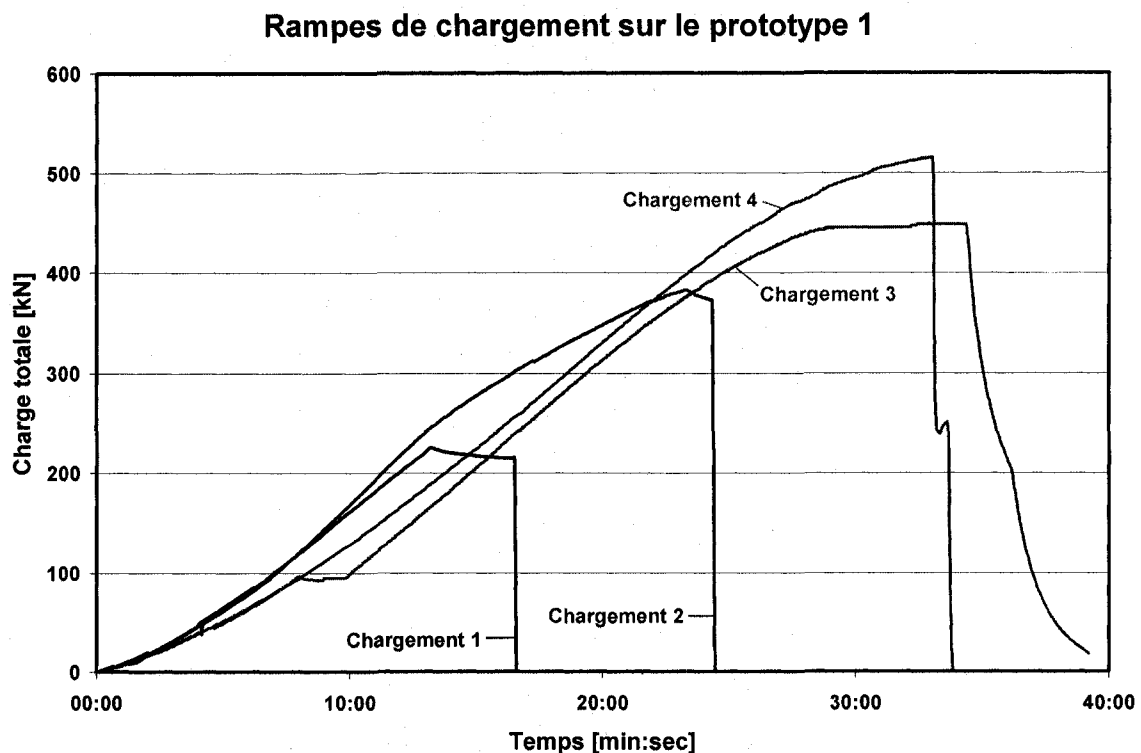


Figure 5.18 Rampes de chargement appliquées sur le prototype 1 lors des essais de chargement statiques.

Lors des essais, la dalle est restée bien en position. L'ensemble de poutres de support n'a pas montré de signe de fléchissement ou déplacement. Le montage de répartition du chargement est également demeuré au niveau et stable. Lorsque la charge est augmentée, des craquements provenant de la dalle se font entendre. Ceux-ci peuvent provenir de la rupture parsemée de brins de fibre dans les composantes de PRF. Ce phénomène est régulier. On estime également que les craquements pourraient provenir de la rupture locale de joints d'adhésif. Cette hypothèse repose sur le fait que les surfaces à joindre étaient raboteuses et pas complètement planes. Il serait donc fort probable que des jeux demeurent après l'adhésion créant ainsi des zones de faiblesse locale dans le joint. Il est également probable que les nombreux boulons de la dalle soient la source de craquements : ils peuvent par exemple générer des concentrations de contraintes dans le PRF s'ils sont sollicités en cisaillement. Fait à noter qu'au gré des rampes de chargement lorsque la charge est relâchée et reprise, les craquements sont de nouveau entendus seulement lorsque le niveau de chargement dépasse le niveau maximal précédent.

Pour les essais statiques sur le prototype 2, deux chargements au total sont appliqués. Le premier chargement est exercé jusqu'à 311 kN au total puis relâché, alors que le deuxième chargement est augmenté jusqu'à 501 kN au total. Les vérins sont encore une fois actionnés en mode de contrôle d'avance, avec un taux d'avance de 0,5mm/min. pour le premier chargement et de 1mm/min. pour le deuxième chargement (Figure 5.19). Le montage expérimental ayant été éprouvé, ces essais se sont déroulés de façon régulière. Des craquements similaires à ceux du prototype 1 sont entendus.

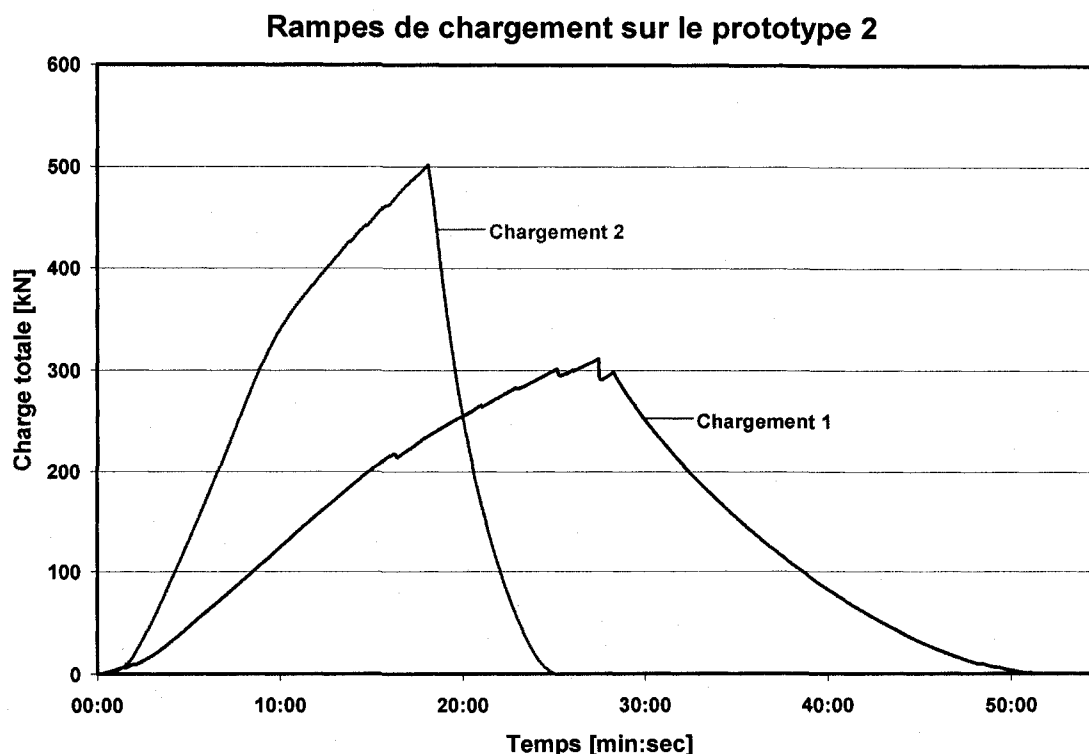


Figure 5.19 Rampes de chargement appliquées sur le prototype 2 lors des essais de chargement statiques. Les taux d'avance des vérins ont été de 0,5 mm/min. pour le chargement 1 et de 1 mm/min. pour le chargement 2.

5.4 Essai de chargement cyclique de fatigue du prototype 2

Le prototype 2 ayant offert une performance adéquate en essai de chargement statique, il a ensuite été évalué en essai de chargement cyclique de fatigue afin de le qualifier davantage comme dalle de tablier de pont de remplacement. Le même spécimen utilisé pour l'essai de chargement statique est retenu. Au terme de l'essai statique où la charge fut portée jusqu'à 501 kN, cette dalle ne montre aucun signe visuel de dommage. Ce fait motive la récupération de cette dalle à l'opposé des coûts qu'engendrait la fabrication d'un autre prototype. Le chargement cyclique de fatigue vise à simuler la sollicitation structurale de la dalle par la circulation automobile. Il permet de vérifier si ce type de chargement provoque un changement des propriétés de la dalle. Les ponts reçoivent typiquement une circulation journalière variée en termes de fréquence de circulation et de poids des véhicules. En laboratoire il est aisé de représenter cette sollicitation par un chargement cyclique de fatigue.

Ce chargement consiste à appliquer et retirer de façon successive un chargement sur la dalle. La représentativité temporelle de la circulation peut être accélérée en laboratoire en augmentant l'amplitude et la fréquence du chargement expérimental. Une expérience en laboratoire d'une durée d'un mois à une amplitude et fréquence de chargement donné peut représenter par exemple une période de dix ans de circulation sur un pont en service. Les changements des propriétés de la dalle sont vérifiés en observant l'évolution de la flèche et de la déformation du matériau sous chargement. La présence de déformations permanentes au terme de l'essai est également une caractéristique observée. Cet essai permet également dans ce cas de vérifier la durabilité de l'adhérence entre la mousse structurale et le polypropylène renforcé.

5.4.1 Montage expérimental

Le chargement cyclique de fatigue sur la dalle est réalisé cette fois par deux vérins d'une capacité de 500 kN chacun. Cette mesure permet une amplitude et fréquence de chargement supérieure au seul vérin. La poutre de répartition de la charge est également évitée, l'effet de son poids peut être problématique dans un contexte de chargement cyclique. Afin de mettre en place ces deux vérins, un cadre comportant une longue poutre sur la longueur du montage est réalisé (Figure 5.20). Les vérins et les poutres du cadre sont retenus en place par des tiges filetées et des écrous de diamètre de 25 mm. Aux endroits où c'est possible, deux écrous sont serrés entre eux pour assurer qu'ils restent en place face aux vibrations du chargement. Des câbles d'acier sont installés entre les deux vérins et à partir des vérins vers les quatre coins du cadre pour aider les vérins à rester en place pendant l'essai. Ces câbles ne sont toutefois pas tendus ce qui pourrait endommager les vérins. Les boyaux hydrauliques sont aussi bien attachés pour qu'ils soient stables pendant l'essai. L'alimentation hydraulique des vérins passe par un répartiteur où la pression est maintenue autour de 3000 psi.

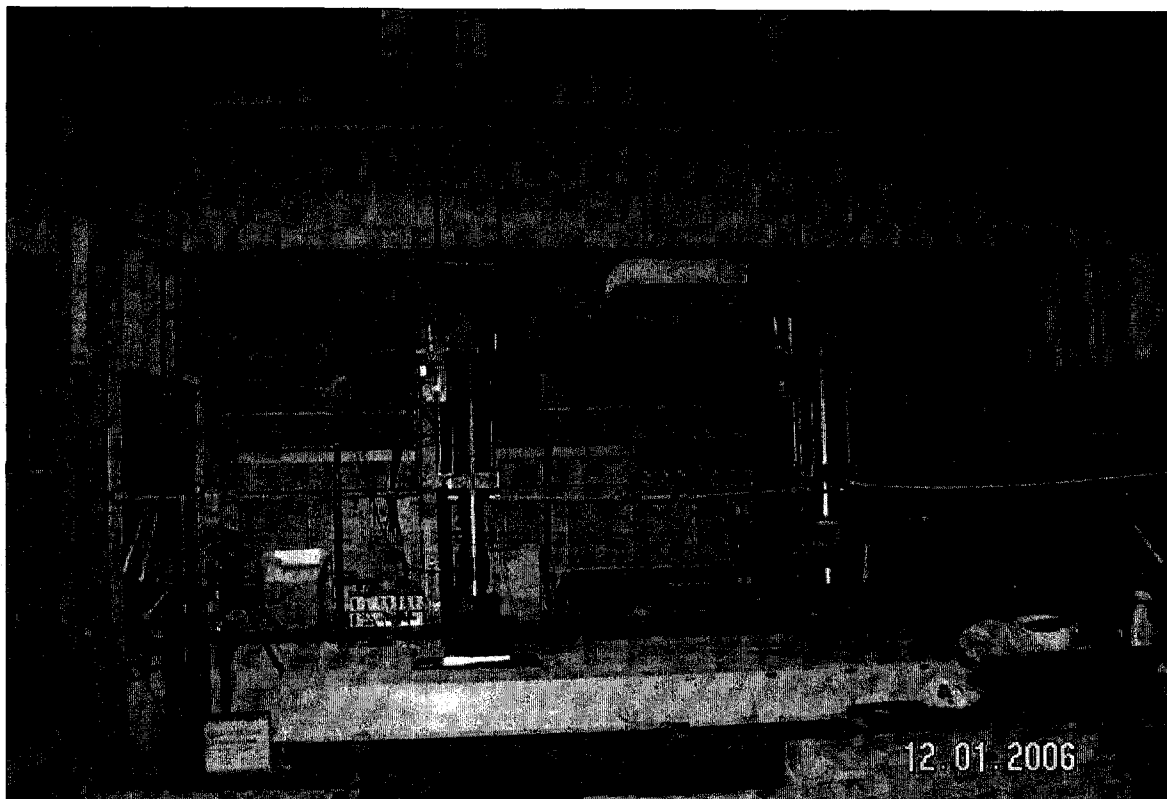


Figure 5.20 Montage expérimental utilisé pour réaliser les essais de fatigue.

Aux zones de chargement, les plaques d'acier de 25 mm d'épaisseur sont utilisées; avec l'appui direct de l'extrémité du vérin, cet arrangement est jugé assez rigide. Du ruban à double face adhésive est appliqué entre l'extrémité des vérins et les plaques d'acier pour favoriser la stabilité de ces composantes. Du ruban adhésif aluminium est également apposé sur le tour du contact entre l'extrémité des vérins et les plaques d'acier (Figure 5.21). Le montage de poutres de support est quant à lui maintenu en place à ses deux extrémités par des tiges filetées passant au travers de la dalle structurale du laboratoire. La dalle à l'essai est elle-même retenue sur le support central par des paires de boulons à chaque extrémité. Un ensemble de jauges électriques de déformation ainsi que des capteurs LVDT sont raccordés à un système d'acquisition de données du modèle 6100 de *Vishay Measurement Group* raccordé à un ordinateur. Les capteurs LVDT sont seulement installés lors d'essais de chargement statique au cours de l'essai de fatigue. Trois types de capteurs à fibre optique sont ajoutés au centre du panneau supérieur à côté d'une jauge électrique de déformation pour comparaison (Figure 5.22). Un capteur à fibre optique à réseau Bragg intégré dans une lamelle de fibre de

carbone et fabriqué par *ITF Labs* (Montréal, www.itflabs.com) [ITF, 2007] est apposé avec le même adhésif que pour les jauges électriques alors que les deux autres capteurs, un de type réseau Bragg et un de type Fabry-Perot, sont installés par de l'adhésif à base d'époxyde. Un autre capteur à réseau Bragg avec lamelle est installé à côté de la zone de chargement sud.

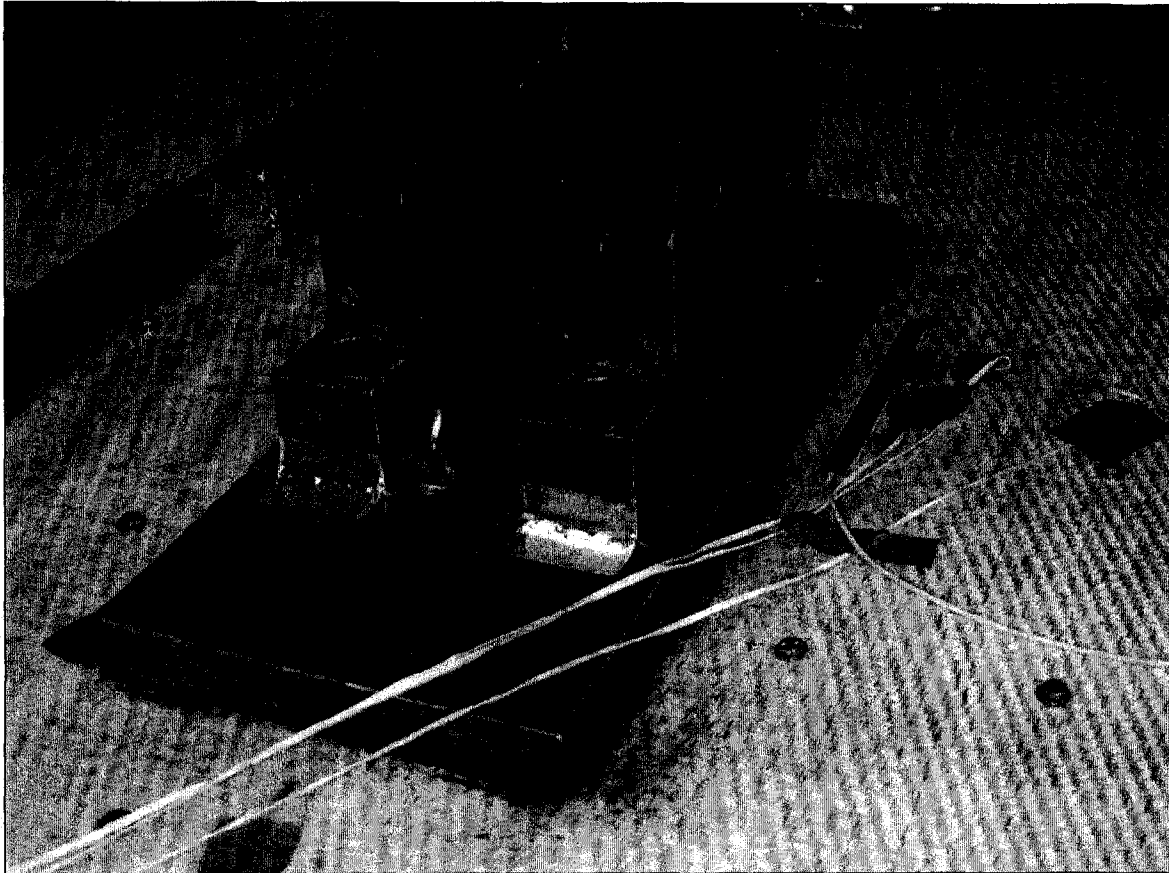


Figure 5.21 Configuration adoptée aux zones de chargement pour l'essai cyclique de fatigue.

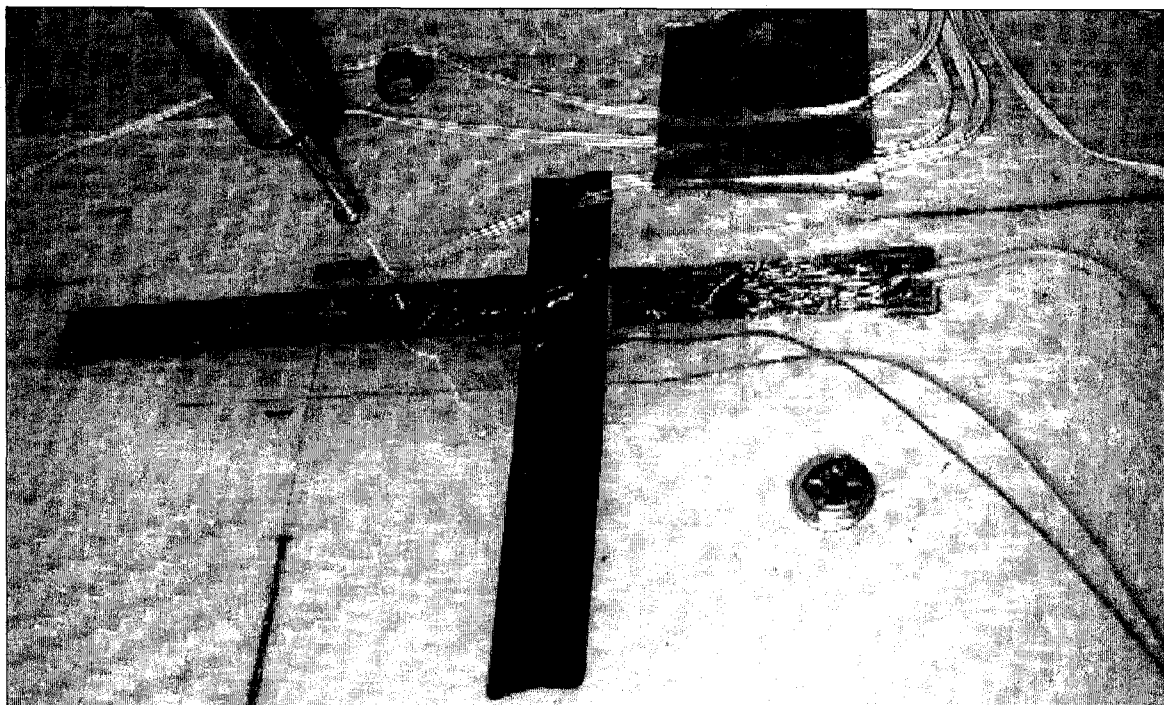


Figure 5.22 Trois capteurs à fibre optique à côté d'une jauge électrique de déformation sur la deuxième dalle-prototype.

5.4.2 Déroulement de l'essai cyclique de fatigue

Une séquence de chargement similaire à l'expérience de Cheng est choisie [CHENG et coll., 2005]. Elle consiste à appliquer initialement un chargement de fatigue nominal donné pendant environ deux millions de cycles. Ce chargement est par la suite successivement augmenté, voir doublé, pendant un nombre de cycles plus court afin d'accentuer la sollicitation. Cette procédure permet d'accélérer l'effet de fatigue et la progression de dommages potentiels sur la dalle. L'amplitude du chargement initial est choisie au chargement de service de 110,25 kN pour une durée de deux millions de cycles. Au terme de ces deux millions de cycles, il est prévu de doubler la charge à 220,5 kN pour 250 000 cycles. Le résultat de l'expérience est que la portée sud de la dalle a rompu après 1500 cycles au double du chargement. Il est préférable au creux du cycle de chargement de maintenir une faible charge afin d'assurer la stabilité du montage et éviter les sauts. Après quelques essais, cette charge est fixée à 15 kN (Figure 5.23).

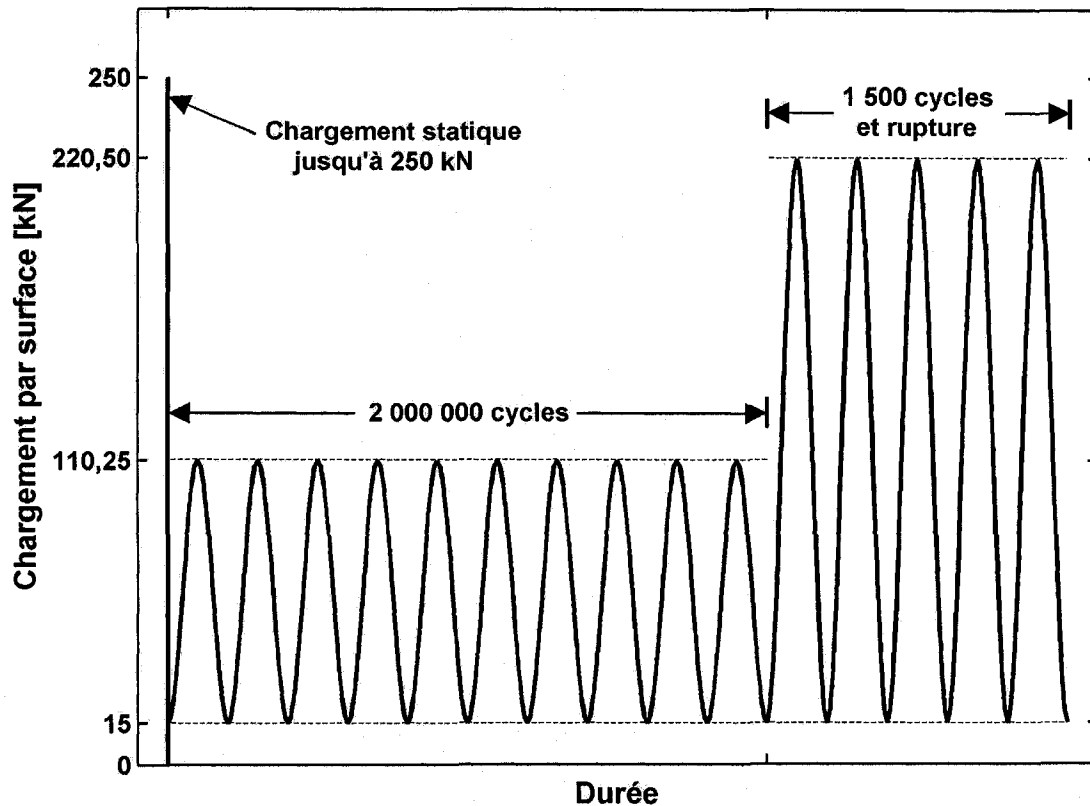


Figure 5.23 Planification du chargement cyclique sur le deuxième prototype.

Afin d'observer l'évolution de la performance de la dalle, un essai de chargement statique jusqu'à la charge de service de 110,25 kN est effectué avant l'essai de fatigue et à chaque étape de 100 000 cycles par la suite. Le système d'acquisition de données enregistre également la lecture des jauges électriques de déformation à tous les 1000 cycles pour une période de trois secondes pendant l'essai. Une période d'ajustement du cycle de chargement avec les vérins hydrauliques fut nécessaire au début. Cette période représente environ 5000 cycles où le chargement maximal demeure la plupart du temps en dessous de 80 kN. L'exercice consiste principalement à ajuster les paramètres du contrôleur de type proportionnel/intégral/dérivé (PID) du logiciel *TestStar* pour une fréquence de chargement donnée. L'objectif est que la charge appliquée suive la charge prescrite, notamment pour ce qui est de la valeur des extremums de l'amplitude du chargement. La fréquence de chargement maximale pratique avec l'équipement utilisé est établie à 1 Hz et à 0,75 Hz pour les chargements de 110,25 kN et 220,5 kN respectivement. Les paramètres du contrôleur sont énumérés au TABLEAU 5.1.

TABEAU 5.1 PARAMÈTRES DU CONTRÔLEUR PROPORTIONNEL/INTÉGRAL/DÉRIVÉ (PID) UTILISÉS POUR L'ESSAI DE FATIGUE.

Type de chargement	P	I	D	F
110,25 kN à 1 Hz	5,5	0,2	0,0	0,25
220,5 kN à 0,75 Hz	5,0	0,2	0,0	0,3

Il fut nécessaire de suspendre l'essai pour aligner les vérins en moyenne une fois pendant chaque étape de 100 000 cycles. Les vérins avaient tendance graduellement à s'incliner légèrement pendant l'essai. Ceci peut être dû au fait que la dalle soit légèrement hors niveau et également à cause du caractère non homogène de la structure de la dalle. En effet, si la plaque de chargement n'est pas alignée parfaitement au centre de la géométrie du profil structural de cette dalle, il se peut qu'un côté de la plaque s'enfonce plus que l'autre. Ceci est observé en plaçant un lecteur à niveau sur la plaque de chargement durant l'essai. Le niveau changeait légèrement quand le chargement était appliqué, alors que le niveau de la dalle ne changeait pas de façon significative lorsque le chargement était appliqué. Malgré ce besoin de réaligner les vérins, l'essai s'est bien déroulé et a duré dans l'ensemble du 23 décembre 2005 au 1^{er} février 2006 avec des arrêts qui ne duraient pas plus d'un jour. L'enregistrement de la lecture des jauges électriques de déformation n'a malheureusement pas fonctionné pour les étapes de 0 à 100 000 cycles et de 1 800 000 à 1 900 000 cycles. Divers événements et dommages sur la dalle ont eu lieu pendant l'essai, tel qu'énumérés au TABLEAU 5.2; certains sont discutés au chapitre suivant. Au terme de l'essai de fatigue, la portée nord du prototype 2 a été rompue par un chargement statique. Le prototype 1 a ensuite été installé dans le même montage (deux vérins) pour subir également un chargement statique jusqu'à la rupture.

TABEAU 5.2 ÉVÉNEMENTS ET DOMMAGES OBSERVÉS PENDANT L'ESSAI DE FATIGUE.

Moment de l'occurrence [nombre de cycles écoulés]	Événement
300 000-400 000	Rupture de quatre boulons du panneau supérieur
~500 000	Début visible d'une fissure à un coin de la zone de chargement sud
600 000	Rupture de trois autres boulons sur le panneau supérieur
728 000	Ajustement du paramètre proportionnel (P) du contrôleur à 4,8 (de 5,5)
~750 000	Décohésion visible de la mousse polyuréthane aux parois des sections en C au milieu de l'extrémité sud
800 000	Rupture et remplacement de deux boulons de la poutre de support nord
1 300 000-1 400 000	Flambage du panneau supérieur dans la région de la fissure à la zone de chargement sud
1 400 000-1 500 000	Rupture d'un boulon dans la zone du panneau flambé

CHAPITRE 6

RÉSULTATS ET ANALYSE

6.1 Propriétés mesurées des matériaux constitutants

6.1.1 Polypropylène renforcé de fibres de verre

Le TABLEAU 6.1 montre les propriétés obtenues à la suite de ces essais sur des spécimens du prototype 1. Les valeurs de résistance obtenues sont inférieures à celles affichées par le fabricant. Ceci peut être attribuable au procédé de fabrication utilisé pour les composantes de PRF de la dalle qui est différent de celui utilisés par le manufacturier pour évaluer les propriétés. En effet, les composantes sont moulées par le procédé de moulage sous vide, qui procure une pression de moulage maximale d'environ 100 kPa comparativement à une compression de 450 kPa pour les échantillons du manufacturier.

TABLEAU 6.1 PROPRIÉTÉS DU PRF MESURÉES À PARTIR DE SPÉCIMENS DU PROTOTYPE 1.

Propriété		Moyenne (voir note)	Écart-type
Résistance en tension	Direction 1 (f_{ut1})	236 MPa (4)	30 MPa
	Direction 2 (f_{ut2})	197 MPa (2)	28 MPa
Module en tension	Direction 1 (E_{t1})	12,50 GPa (4)	0,46 GPa
	Direction 2 (E_{t2})	11,23 GPa (5)	0,79 GPa
Résistance en compression	Direction 1 (f_{uc1})	109 MPa (5)	14 MPa
	Direction 2 (f_{uc2})	95 MPa (3)	11 MPa
Module en compression	Direction 1 (E_{c1})	12,38 GPa (5)	1,32 GPa
	Direction 2 (E_{c1})	11,62 GPa (4)	1,56 GPa
Note : les nombres en parenthèses indiquent le nombre de spécimens considérés dans le calcul.			

Le TABLEAU 6.2 montre les propriétés obtenues à la suite de ces essais sur des spécimens du prototype 2. Les modules mesurés sont plus élevés dans la direction 2 que 1, contrairement aux données du fabricant. Ceci peut être attribuable au procédé de fabrication en continu par pressage entre rouleaux qui est utilisé. En effet, la direction 2 des tissus introduits dans ce procédé est perpendiculaire aux rouleaux de pressage. De cette façon, la consolidation réalisée le long des fibres de la direction 2 peut être favorisée par rapport à celle de la direction 1. Pour l'analyse des mesures expérimentales de déformation et leur comparaison aux résultats d'analyse par éléments finis qui suivront plus loin, les déformations du PRF seront comparées par rapport aux déformations ultimes (ϵ_u). Les valeurs de déformation ultime sont obtenues en considérant un rapport direct entre la contrainte maximale et le module mesurés (comportement linéaire jusqu'à la rupture : $\epsilon_u = f_u/E$).

TABLEAU 6.2 PROPRIÉTÉS DU PRF MESURÉES À PARTIR DE SPÉCIMENS DU PROTOTYPE 2.

Propriété		Moyenne (voir note)	Écart-type
Résistance en tension	Direction 1 (f_{ut1})	198 MPa (5)	13 MPa
	Direction 2 (f_{ut2})	195 MPa (5)	23 MPa
Module en tension	Direction 1 (E_{t1})	11,69 GPa (5)	0,43 GPa
	Direction 2 (E_{t2})	12,05 GPa (5)	0,95 GPa
Résistance en compression	Direction 1 (f_{uc1})	77 MPa (5)	6 MPa
	Direction 2 (f_{uc2})	86 MPa (6)	5 MPa
Module en compression	Direction 1 (E_{c1})	11,53 GPa (5)	0,87 GPa
	Direction 2 (E_{c1})	12,09 GPa (6)	0,80 GPa
Note : les nombres en parenthèses indiquent le nombre de spécimens considérés dans le calcul.			

6.1.2 Mousse polyuréthane

Un résumé des résultats des essais de compression sur la mousse polyuréthane est présenté au TABLEAU 6.3. Les résultats détaillés sont présentés à l'annexe A. Pour les deux prototypes, tant les valeurs de module que de résistance sont nettement inférieures à celles projetées et utilisées lors de l'analyse par éléments finis. Les résistances en compression mesurées à

89,2 kPa et 210,9 kPa respectivement pour les prototypes 1 et 2 représentent 4% et 11% de la valeur projetée de 2 MPa. Pour les modules en compression, les valeurs mesurées à 2,23 MPa et 8,53 MPa respectivement pour les prototypes 1 et 2 représentent seulement 1% et 4% de la valeur projetée de 200 MPa. Cette discordance devrait affecter à la baisse la rigidité et la résistance des dalle-prototypes. Cet effet sera discuté à la section 6.4.

TABLEAU 6.3 PROPRIÉTÉS MESURÉES DE LA MOUSSE POLYURÉTHANE.

	Nombre de spécimens	Densité [kg/m ³]	écart-type	Module en compression [MPa]	écart-type	Limite élastique [kPa]	écart-type	Déformation à la limite élastique	écart-type
Prototype 1	3	60,1	4,00	2,23	0,79	89,2	28,6	3,64%	0,20%
Prototype 2	4	57,0	4,33	8,53	1,66	210,9	16,6	2,73%	0,49%

6.2 Résultats des essais de chargement statique

Les principaux paramètres mesurés lors des essais de chargement sont la flèche de la dalle et la déformation des laminés de PRF. Ces données ainsi que le niveau de chargement correspondant sont enregistrés sous forme de tableur numérique. Les données sont ensuite traitées et portées en graphique avec le logiciel *Excel* ©. Afin de faciliter la correspondance aux chargements normalisés, les résultats finaux sont rapportés en fonction du chargement par surface. Ceci est obtenu en divisant la valeur du chargement total par deux en faisant l'hypothèse que cette condition est toujours réalisée, ce qui est bien probable pour demeurer dans un état statique. L'allure des courbes charge/flèche tirée des données d'essais de chargement statiques indique l'existence d'une période d'affaissement accrue au début du chargement. En effet, la dalle apparaît généralement plus souple au début du chargement pour ensuite se rigidifier graduellement à mesure que la charge est augmentée avant d'atteindre une rigidité quasi constante à partir d'une charge d'environ 50 kN par surface (Figure 6.1).

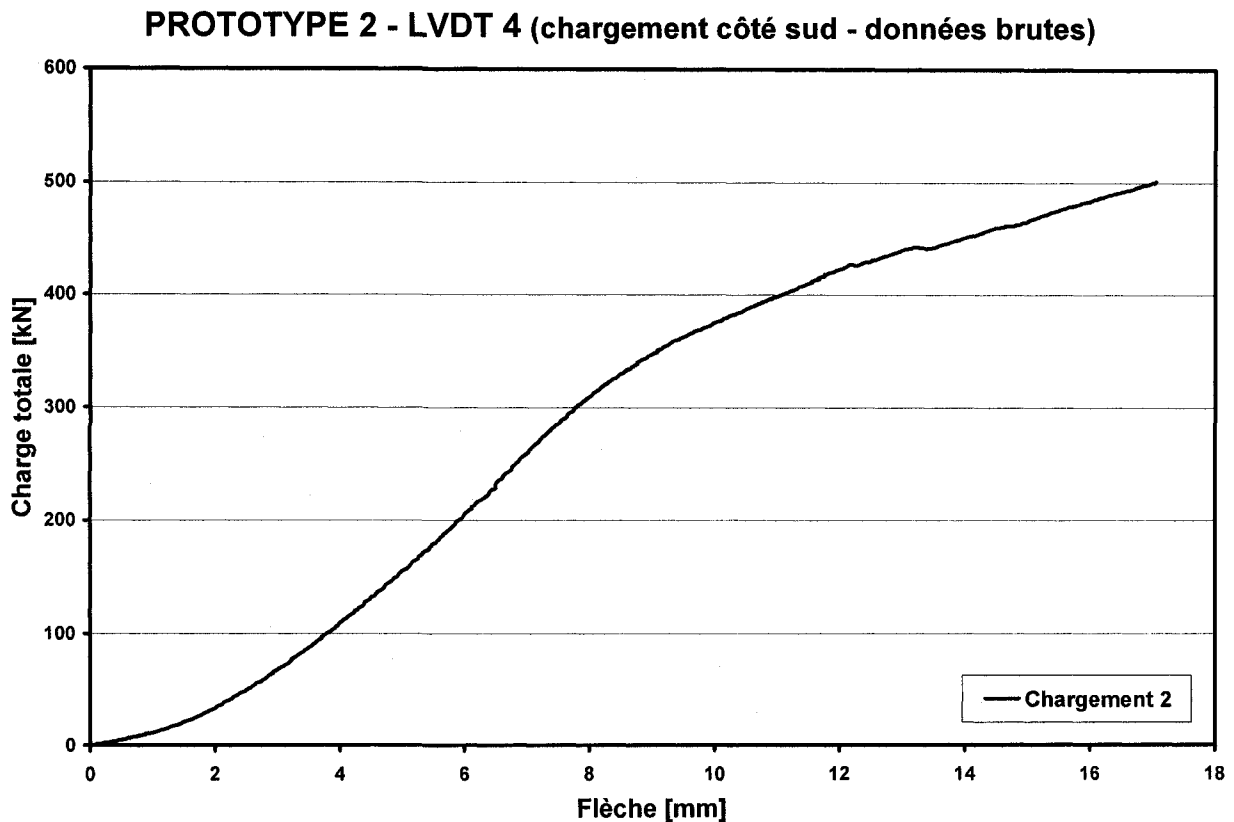


Figure 6.1 Exemple de souplesse initiale d'une courbe charge/flèche à partir des données brutes.

Comme l'exemple de la Figure 6.1, certaines courbes charge/flèche issues du prototype 2 montrent également une baisse de rigidité pour des charges au-delà de 300 kN. Ce comportement doit être attribuable à la dalle, ce qui sera discuté à la section 6.2.2. Il est peu probable par contre que la période d'affaissement initiale soit attribuable à la dalle seule. En général, il est plus attendu d'une structure qu'elle ait une rigidité constante du début de son chargement jusqu'à une charge supérieure qui provoque certains affaiblissements et une diminution de la rigidité. La souplesse initiale observée sur les deux dalles à l'essai doit provenir des conditions expérimentales d'essais. Ces facteurs sont identifiés comme suit :

- La dalle n'était pas parfaitement plane sur ses supports. Lorsque les dalles sont déposées sur ce montage, il a été observé un soulèvement de quelques millimètres au-dessus d'un support à un coin (dalle ou montage légèrement tordu) ou au-dessus du support central (dalle cambrée ou montage inégal). Le prototype 2 était par exemple soulevé de quelques millimètres sur le support central côté ouest. Ces conditions feraient qu'au début du chargement, la dalle passe par une période où elle s'assoit sur le montage. Le fait que la dalle est simplement déposée sur les supports ne contribue pas à diminuer ce type d'imperfection.
- Des planches de bois pour le prototype 1 et des membranes de caoutchouc pour le prototype 2 étaient placées entre la dalle et les supports. En compression sous le chargement, ces matériaux devraient passer par une phase initiale de souplesse relative avant de saturer à partir d'un chargement plus élevé. Encore une fois, la surface de la dalle ne mariait pas parfaitement la surface de ces matériaux, ce qui peut provoquer une période d'enfoncement au début du chargement.
- Le montage de poutres de support a lui-même des jeux et imperfections qui sont comblés au début du chargement. Les poutres de support peuvent par exemple avoir certains défauts de géométrie qui font en sorte que la dalle ne repose pas parfaitement sur elles comme discuté précédemment.

Ayant reconnu ces facteurs, la souplesse initiale peut être soustraite des résultats de flèche. Ceci est fait en considérant que la rigidité de la dalle au début du chargement est la même que dans la portion de rigidité quasi constante de la courbe. Une droite des moindres carrés est alors prise à partir des données de cette région de rigidité quasi constante (Figure 6.2). Pour le prototype 1, la portion de 100 à 200 kN au total est considérée pour les chargements 1, 2 et 3 et de 200 à 300 kN au total pour le chargement 4 sauf pour le LVDT 11 (100-200 kN). Pour le prototype 2, la portion de 100 à 200 kN au total est considérée pour le chargement 1 et de 100 à 300 kN au total pour le chargement 2 sauf pour le LVDT 2 (70-125 kN).

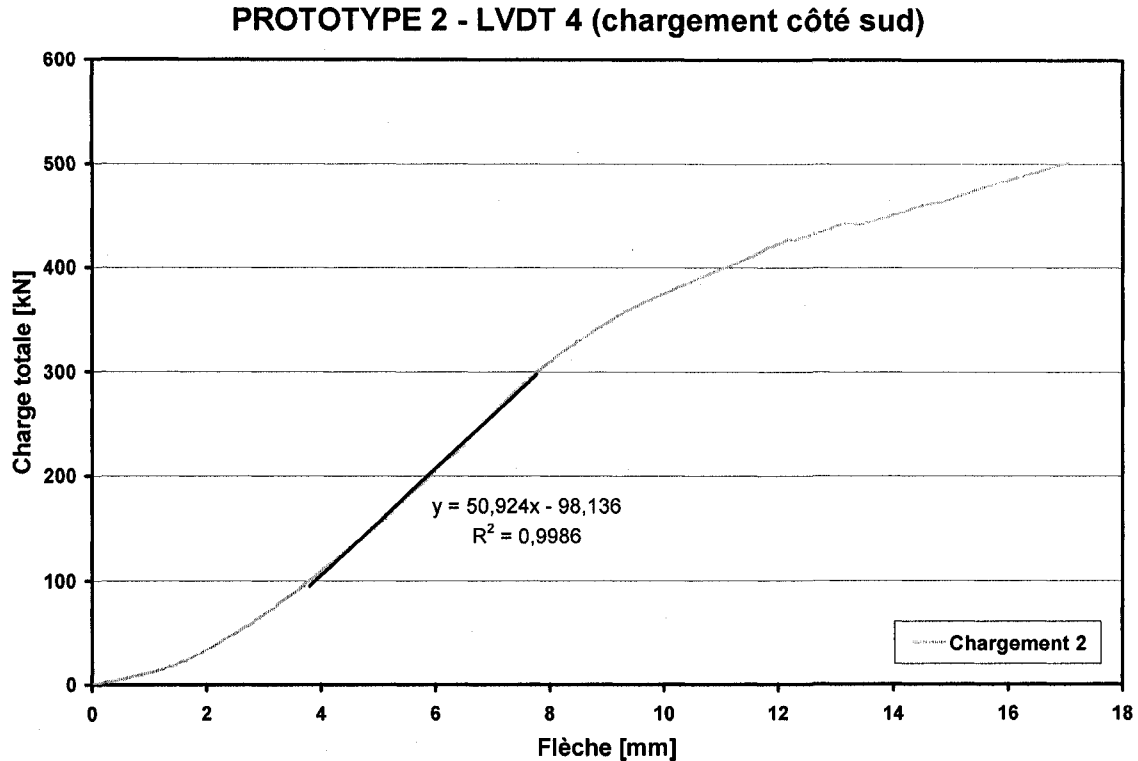


Figure 6.2 Droite des moindres carrés prise sur la portion linéaire d'une courbe charge/flèche.

Les données de flèche dans la portion initiale du chargement sont remplacées par une droite partant de l'origine et ayant la même pente que la droite des moindres carrés. Les données de flèche sont décalées vers la gauche de la valeur à l'origine ($y=0$) de l'équation de la droite des moindres carrés (Figure 6.3). Pour l'exemple illustré, ce décalage est calculé à $98,136/50,924=1,927$ mm. Il est parfois nécessaire d'augmenter ou diminuer légèrement cette valeur pour bien jumeler la jonction de la droite initiale aux données suivantes. Ceci doit être dû au fait que la portion de rigidité quasi constante de la courbe n'est pas parfaitement constante sur toute sa longueur. Les coefficients des droites de moindre carré ainsi que la valeur du décalage des données sont détaillés à l'Annexe C.

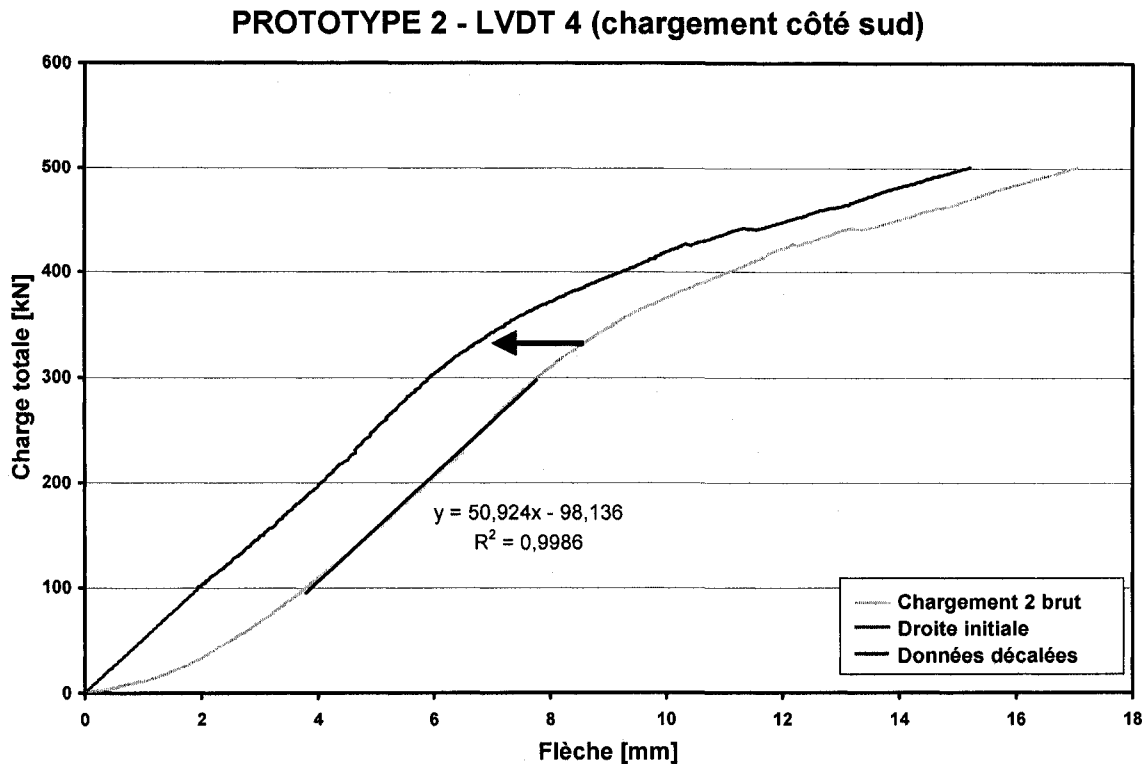


Figure 6.3 Exemple de conditionnement des données de flèche.

6.2.1 Résultats des essais statiques sur le prototype 1

Une fois les résultats de flèche conditionnés tel qu'il a été discuté précédemment, les courbes charge/flèche présentent un comportement linéaire jusqu'au-delà de la charge de service. Il existe une variabilité significative dans les résultats de flèche du prototype 1 selon les quatre séquences de chargement appliquées. Le chargement 2 produit des résultats de flèche qui font généralement paraître la dalle plus rigide que lors du chargement 1. Le fait que le montage a été ajusté entre ces deux chargements peut être la cause de cette irrégularité. Le chargement 2 monté jusqu'à 380 kN semble également avoir provoqué une légère perte de rigidité. En effet, les courbes de flèche sous le chargement 2 ont généralement un point d'inflexion où la rigidité baisse autour du chargement de service. Les chargements 3 et 4 suivants produisent des résultats de flèche où la rigidité est légèrement inférieure que lors des deux premiers chargements. Il faut aussi tenir compte que les plaques de chargement avaient été épaissies à ce moment. La lecture du LVDT 8 illustre bien ces faits (Figure 6.4).

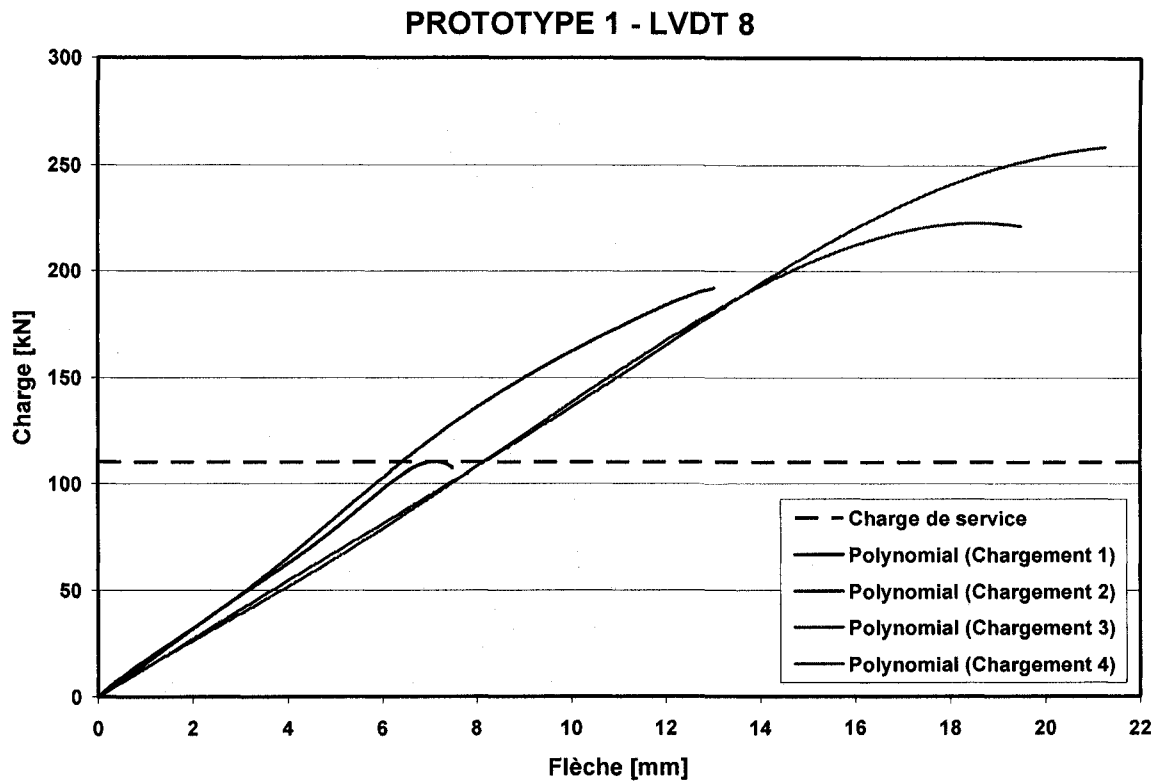


Figure 6.4 Courbes charge/flèche du prototype 1 enregistrées par le LVDT 8.

Dans le cas des chargements 3 et 4, les courbes charge/flèche demeurent linéaires généralement jusqu'au chargement de 200 kN par surface où la rigidité baisse graduellement. Ces deux chargements ont également produit des résultats de flèche plus similaires. Pour cette raison et considérant que le montage était constant et bien ajusté à ce moment, les résultats des chargements 3 et 4 sont considérés pour la discussion suivante. L'amplitude des flèches enregistrées au chargement de service est présentée au TABLEAU 6.4 et la position des LVDT à la Figure 6.5.

TABLEAU 6.4 RÉSULTATS DE FLÈCHE DU PROTOTYPE 1 À LA CHARGE DE SERVICE.

LVDT	Chargement	Flèche [mm]	Moyenne [mm]	
1	3	9,13	9,22	L/157
	4	9,31		
2	3	9,49	9,25	L/157
	4	9,01		
3	3	9,61	9,34	L/155
	4	9,08		
4	3	8,29	8,45	L/172
	4	8,60		
7	3	6,74	6,92	L/209
	4	7,10		
8	3	8,15	8,16	L/178
	4	8,16		
9	3	2,32	2,25	L/644
	4	2,18		
10	3	2,71	2,53	L/574
	4	2,35		
11	3	2,29	1,90	L/763
	4	1,51		

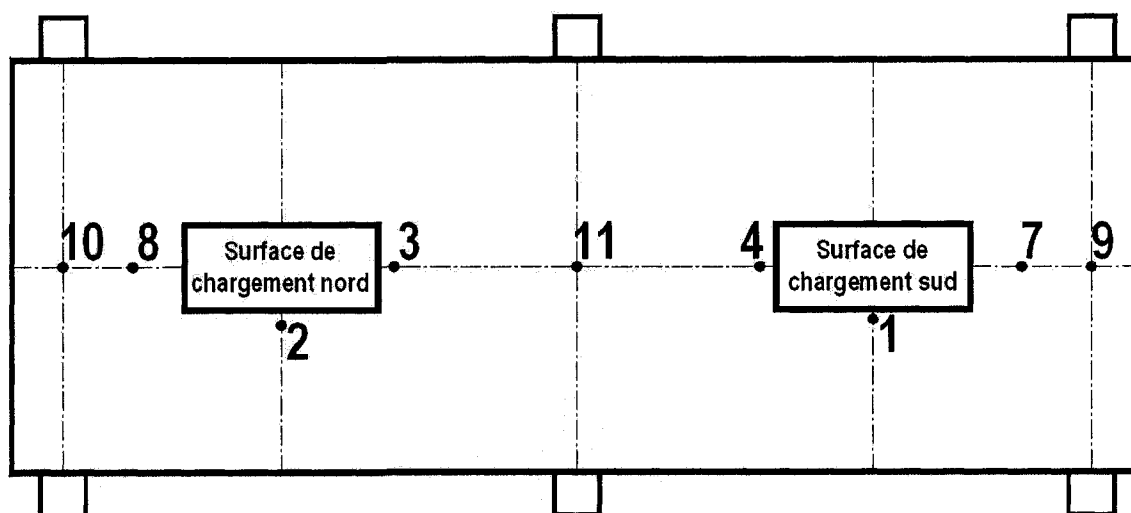


Figure 6.5 Position des capteurs LVDT sur le prototype 1.

La valeur du décalage des courbes indique que le déplacement du aux imperfections du montage représenterait autour de 50 % du déplacement enregistré aux LVDT 9 et 10. Autrement le déplacement régulier au-dessus de ces poutres de supports comprend normalement le déplacement idéalisé des poutres et l'écrasement de la dalle. Le déplacement du aux imperfections au LVDT 11 représenterait quant à lui autour de 200 % de la valeur enregistrée. L'effet de cambrure au-dessus du support central peut contribuer à l'accentuation du phénomène. Vu la configuration du chargement, il apparaît également dans l'allure des courbes conditionnées que la position du LVDT 11 est le site d'un effet de soulèvement qui crée un point de saturation dans la flèche. Ce comportement est un peu moins propice à l'application du conditionnement de données élaboré et la variabilité des résultats selon les séquences de chargement est évidente (Figure 6.6). Il demeure que la valeur de la flèche au chargement de service à cette position est dans le même ordre que celles des autres supports aux capteurs LVDT 9 et 10.

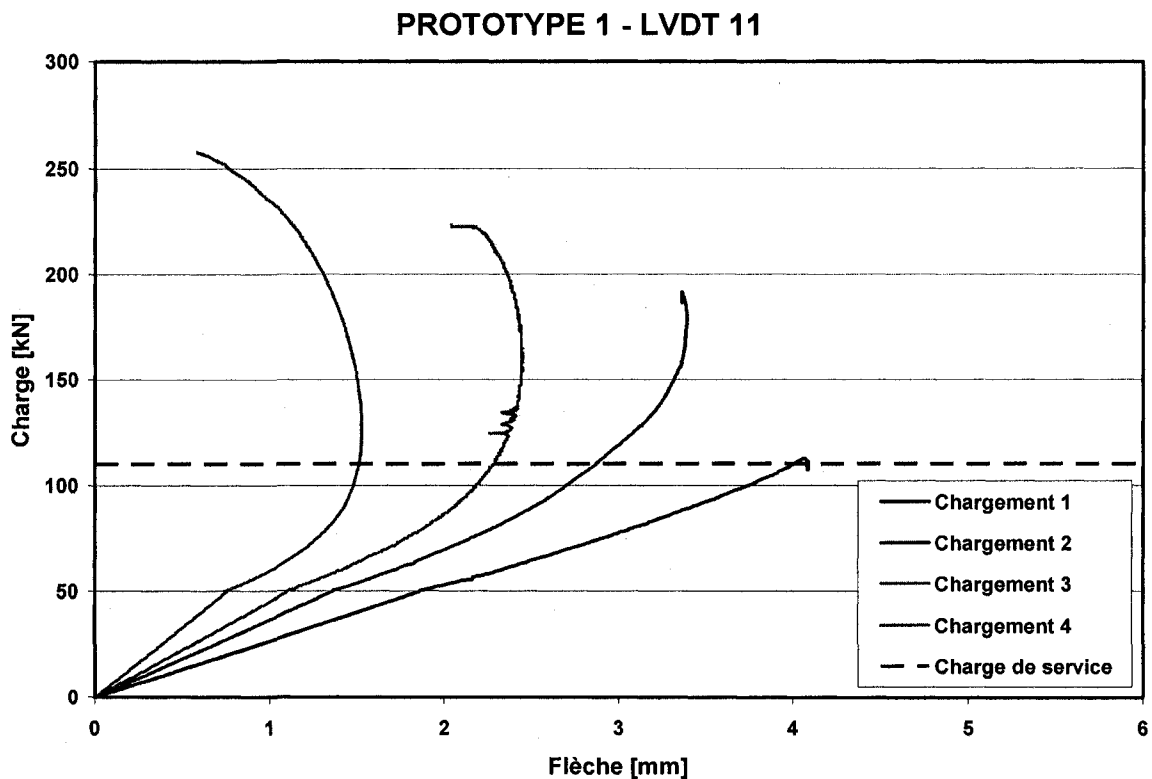


Figure 6.6 Résultats de flèche conditionnés du capteur LVDT 11.

En général la portée nord fléchit un peu plus que la portée sud sous le chargement. Ce fait peut être attribuable à la présence du défaut de fabrication sur le panneau supérieur de la portée nord et également à la variabilité naturelle dans la fabrication. Entre les chargements 3 et 4, l'amplitude de la flèche s'est quand même davantage déplacée de la portée nord à la portée sud. En effet, la flèche aux capteurs LVDT 4 et 7 de la portée sud a augmentée respectivement de 3,8 % et 5,4 % alors que celle aux capteurs LVDT 2 et 3 de la portée nord a diminuée respectivement de 5,0 % et 5,5 %. L'ensemble des graphiques charge/flèche des capteurs LVDT du prototype 1 est consigné à l'annexe C.

Afin de valider le modèle d'éléments finis, les résultats de flèche lui sont comparés. Les conditions de support du modèle d'éléments finis sont cette fois modifiées pour représenter la réalité du montage expérimental. Les poutres d'acier en «I» ayant une largeur de 85 mm sont modélisées avec des éléments solides tout comme les planches de contreplaqués aux supports. Les nœuds du bas des poutres d'acier sont maintenant tous bloqués en z. Une rangée de nœuds du support central est de plus bloquée en x avec quelques nœuds des autres supports bloqués en y afin d'assurer l'équilibre statique. Cette configuration permet aux supports externes de bouger en x afin d'équivaloir au mieux le glissement libre de la dalle sur ces supports. Les propriétés mesurées des matériaux constitutifs sont maintenant utilisées dans le modèle. Le module de rigidité du PRFV est fixé à 12,44 GPa et 11,43 GPa dans les directions 1 et 2 respectivement alors que celui de la mousse polyuréthane est établi à 2,23 MPa. Ces dernières valeurs de modules du PRFV représentent une moyenne des modules mesurés en tension et en compression dans les directions respectives. L'épaisseur des spécimens de dalle pour les essais de tension et de compression a été mesurée à 5,61 mm en moyenne pour un laminé de cinq tissus. Cette dimension est également considérée dans le modèle. Les autres paramètres (module en cisaillement, coefficient de Poisson, etc.) demeurent ceux fournis par le manufacturier. La Figure 6.7 présente l'ensemble des résultats de mesures de flèche sur le prototype 1 comparé aux résultats d'éléments finis. Le modèle d'éléments finis surestime la rigidité de la dalle, à raison de 50 % en moyenne pour les flèches maximales. La flèche apparaît également davantage distribuée sur la longueur de la dalle. Ces différences doivent provenir de l'idéalisation des jonctions des composantes de la dalle. Le fait qu'il y ait une

jonction sur les panneaux ondulés au centre doit également provoquer une perte de rigidité du prototype.

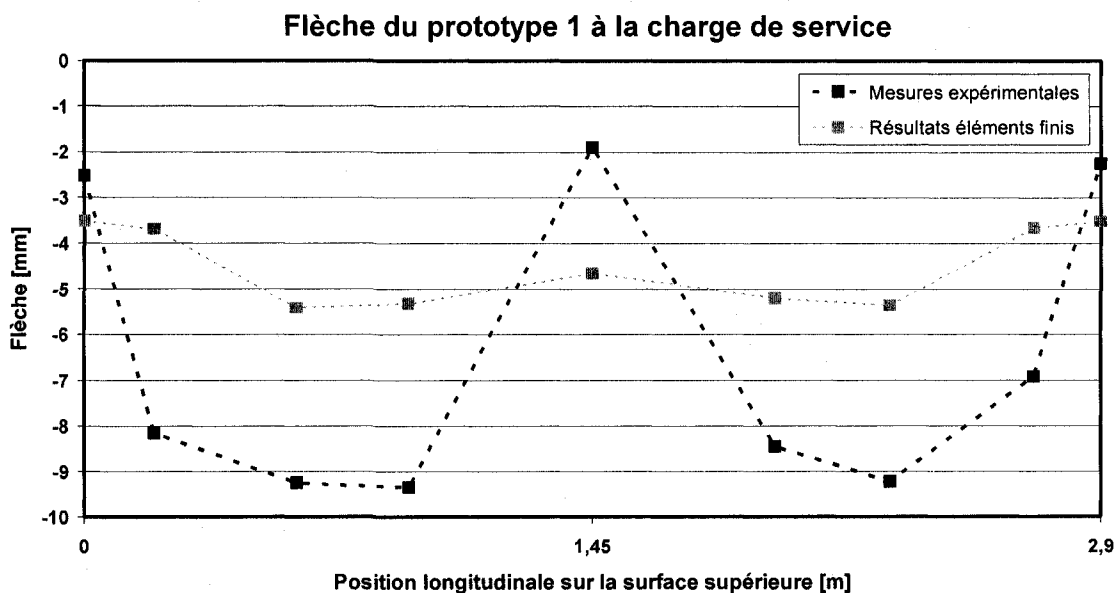


Figure 6.7 Profil de flèche du prototype 1 sous le chargement de service.

Pendant les essais statiques, les jauges électriques de déformation permettent de mesurer la déformation du PRF. Au total, trente-quatre jauges ont généré des lectures et comme pour les résultats de flèche, il existe une variabilité significative dans les mesures selon les séquences de chargement pour plusieurs jauges. Étant donné que les plaques d'acier des zones de chargement étaient alors les mêmes, les résultats issus des chargements 3 et 4 sont sélectionnés pour la discussion qui suit. Les résultats individuels présentés constituent une moyenne des valeurs obtenues lors des chargements 3 et 4. Les résultats complets sont présentés à l'annexe C. Dans le groupe de jauges installées à l'intérieur de la dalle, celles dans la région centrale ont généré des lectures irrégulières (jauges 5, 6, 7, 12 et 13). Ceci peut être dû à l'endommagement de leur fil lors du chargement. Des moyens devraient être pris pour mieux les protéger à l'avenir. Les résultats du reste des jauges à l'intérieur de la dalle ainsi que leur comparaison aux résultats d'éléments finis sont présentés au TABLEAU 6.5. L'ensemble des résultats montre que le niveau de contrainte mesuré est faible, au plus 6,5 % de la résistance ultime du matériau sous la charge de service. Une sollicitation en compression aurait pu être attendue des jauges orientées longitudinalement, installées dans la partie

supérieure du panneau ondulé. Ceci est évident dans les résultats d'éléments finis. Tout indique par contre la présence d'un effet local lors des essais, dû au fait que ces jauges sont positionnées sous la zone de chargement. Il est également possible que ces jauges aient mal fonctionné du fait qu'elles étaient à l'intérieure de la dalle (effet du contact avec la mousse polyuréthane). Outre cette discordance, il demeure que la déformation du PRF est basse dans tous les cas.

TABEAU 6.5 RÉSULTATS DE DÉFORMATION À L'INTÉRIEUR DU PROTOTYPE 1.

Jauge	Orientation	Charge de service (110,25 kN)			Charge pondérée (208,25 kN)		
		Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]
1	Longitudinale	974	5,2%	-250	2020	10,7%	-473
2	Longitudinale	574	3,0%	-174	1175	6,2%	-328
3	Transversale	-536	6,5%	-205	-1075	13,0%	-386
4	Longitudinale	674	3,6%	-56	1300	6,9%	-106
8	Longitudinale	705	3,7%	-190	1454	7,7%	-358
10	Longitudinale	495	2,6%	-177	914	4,8%	-334
11	Longitudinale	871	4,6%	-250	1702	9,0%	-472
Note : tension (+), compression (-).							

Les résultats des jauges installés sur le panneau inférieur présentent en général une variabilité acceptable selon les quatre séquences de chargement (voir par exemple les graphiques des jauges 24 et 25 à l'annexe C). Seules les jauges 30 et 31 ont généré des lectures irrégulières et les résultats des jauges 21 et 22 près du support central ont davantage de variabilité selon les séquences de chargement. Le niveau de contrainte est encore modéré avec un maximum à 11,5 % de la résistance ultime du matériau sous la charge de service (TABLEAU 6.6). Cette fois la comparaison aux résultats d'éléments finis est meilleure, elle ressort également que des jauges semblent donner des lectures irrégulières (jauges 23 et 26). La comparaison de la déformation longitudinale sur la portée sud est illustrée à la Figure 6.8 et la coïncidence est assez bonne sauf pour deux jauges présentant une lecture irrégulière.

TABLEAU 6.6 RÉSULTATS DE DÉFORMATION SUR LE PANNEAU INFÉRIEUR DU PROTOTYPE 1.

Jauge	Orientation	Charge de service (110,25 kN)			Charge pondérée (208,25 kN)		
		Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]
21	Longitudinale	-186	2,1%	-697	-422	4,8%	-1317
22	Longitudinale	370	2,0%	282	428	2,3%	532
23	Longitudinale	631	3,3%	1391	1110	5,9%	2627
24	Longitudinale	1340	7,1%	1488	2651	14,0%	2811
25	Longitudinale	1426	7,5%	1448	2631	13,9%	2736
26	Longitudinale	2172	11,5%	1404	4300	22,7%	2651
27	Longitudinale	898	4,7%	1070	1741	9,2%	2020
28	Transversale	545	3,1%	687	1079	6,2%	1298
29	Transversale	1046	6,0%	0	2193	12,5%	0
32	Longitudinale	1393	7,4%	1451	2531	13,4%	2740
33	Transversale	830	4,7%	691	1549	8,8%	1305

Note : tension (+), compression (-).

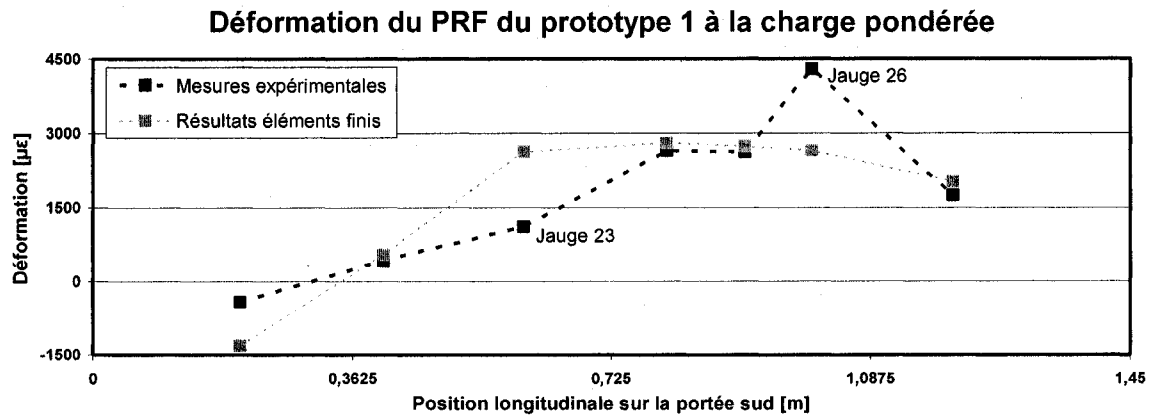


Figure 6.8 Déformation longitudinale du PRF sur le panneau inférieur de la portée sud du prototype 1.

Le groupe de jauge installé sur le panneau supérieur permet notamment de vérifier l'effet local des zones de chargement. Les résultats du TABLEAU 6.7 indiquent que le niveau de déformation mesuré atteint un maximum en compression à 12,3 % de la résistance ultime du matériau sous la charge de service pour la jauge 35. Cette jauge mesure un niveau de compression important près de la zone de chargement dans la direction transversale. Ce résultat peut apparaître surprenant, la jauge 20 par exemple qui est un peu plus loin d'une zone de chargement dans la direction transversale est en tension. La Figure 6.9 montre l'évolution de la déformation dans cette direction obtenue des résultats d'élément finis. Le panneau tend à être en tension entre les sommets du panneau ondulé et en compression sur le dessus des sommets, ce qui explique la variation tension/compression observée.

TABLEAU 6.7 RÉSULTATS DE DÉFORMATION SUR LE PANNEAU SUPÉRIEUR DU PROTOTYPE 1.

Jauge	Orientation	Charge de service (110,25 kN)			Charge pondérée (208,25 kN)		
		Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]
14	Transversale	-281	3,4%	22	-665	8,1%	41
15	Longitudinale	519	2,7%	1393	1298	6,9%	2630
17	Longitudinale	-884	10,0%	-690	-1687	19,2%	-1304
20	Transversale	348	2,0%	171	780	4,4%	322
35	Transversale	-1010	12,3%	-424	-1957	23,7%	-800
Note : tension (+), compression (-).							

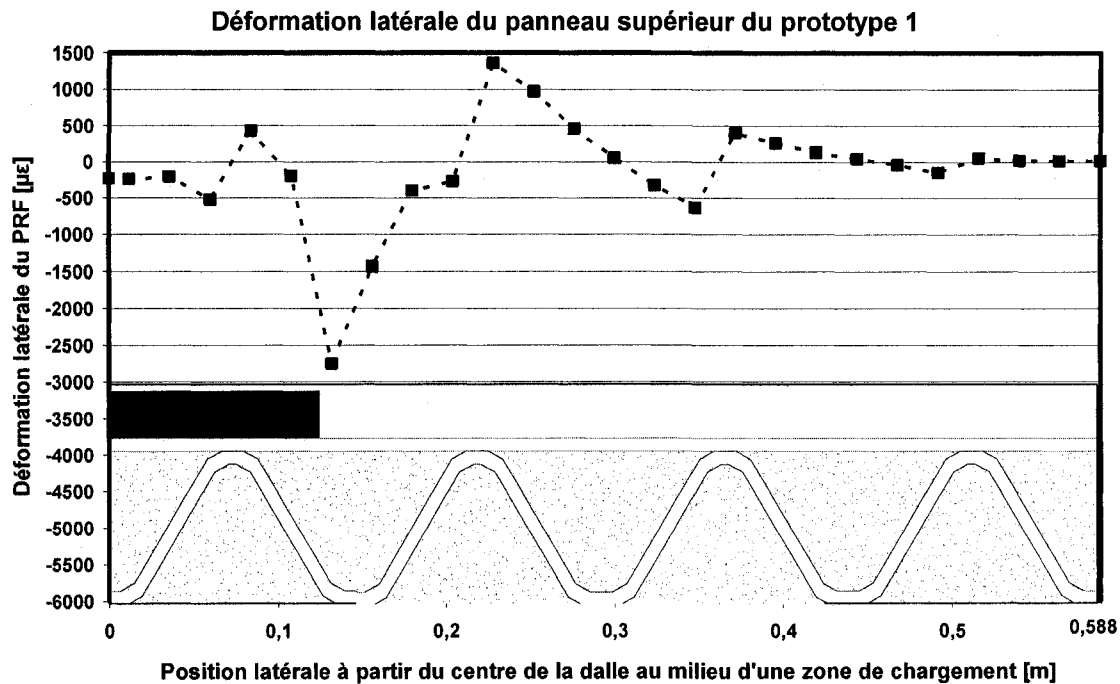


Figure 6.9 Profil de la déformation latérale du panneau supérieur du prototype 1 par éléments finis.

6.2.2 Résultats des essais statiques sur le prototype 2

Il existe de nouveau une variabilité appréciable dans les résultats de flèche du prototype 2 selon les chargements 1 et 2. Le montage expérimental était le même lors de ces chargements, seule la vitesse d'application de la charge est augmentée lors du chargement 2. Les conditions étant presque identiques, une moyenne des résultats des deux séquences de chargement est considérée pour l'analyse. Ceci permet d'obtenir un échantillon plus représentatif de la mesure du comportement initial de la dalle. Les résultats de flèche au chargement de service sont présentés au TABLEAU 6.8 et la position des capteurs LVDT à la Figure 6.10. Les capteurs LVDT installés en dessous de la dalle étaient positionnés pour coïncider au mieux avec la position de capteurs sur le dessus de la dalle (LVDT 8 avec 5, LVDT 9 avec 4). Les résultats indiquent une flèche plus élevée sur la surface inférieure de la dalle. Ce résultat inattendu peut être expliqué par le fait que les LVDT du dessous étaient légèrement plus près du centre de la dalle et que la flèche varie beaucoup avec la position latérale dans cette région. Considérant ce dernier point, il est également possible que les mesures de flèche différentes soient dues à des phénomènes de flèche locale qui sont propres aux surfaces supérieure et

inférieur de la dalle. L'ensemble des graphiques charge/flèche des capteurs LVDT sur le prototype 2 est consigné à l'annexe C.

TABLEAU 6.8 RÉSULTATS DE FLÈCHE DU PROTOTYPE 2 AU CHARGEMENT DE SERVICE.

LVDT	Chargement	Flèche [mm]	Moyenne [mm]	
1	1	5,93	6,68	L/217
	2	7,42		
2	1	4,23	4,49	L/323
	2	4,75		
3	1	6,54	6,94	L/209
	2	7,34		
4	1	5,76	5,12	L/283
	2	4,48		
5	1	6,64	6,08	L/239
	2	5,51		
6	1	3,15	3,20	L/453
	2	3,25		
7	1	3,68	3,72	L/390
	2	3,76		
8	1	7,39	7,44	L/195
	2	7,49		
9	1	6,13	7,16	L/203
	2	8,18		

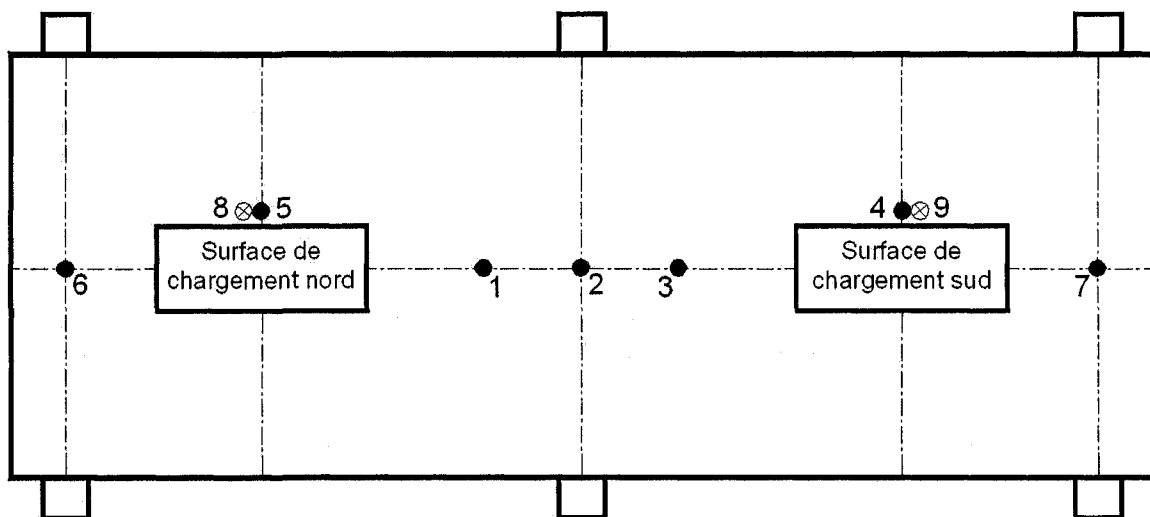


Figure 6.10 Position des capteurs LVDT sur le prototype 2.

Un modèle d'éléments finis comprenant les poutres de supports est réalisé de façon similaire à celui du prototype 1. Les modules de rigidité mesurés sont introduits dans le modèle : 11,61 GPa et 12,07 GPa (moyennes tension/compression) dans les directions 1 et 2 respectivement pour le PRFV et 8,53 MPa pour la mousse polyuréthane. L'épaisseur moyenne d'un laminé de quatre tissus de 4,23 mm mesurée sur les spécimens d'essai de tension et de compression est également considérée dans le modèle. Les autres paramètres (module en cisaillement, coefficient de Poisson, etc.) demeurent ceux fournis par le manufacturier. La Figure 6.11 donne un aperçu de l'ensemble des résultats de mesures de flèche sur le prototype 2 comparés aux résultats d'éléments finis. Encore une fois, le modèle d'éléments finis surestime la rigidité du prototype, les profils de flèche sont toutefois semblables.

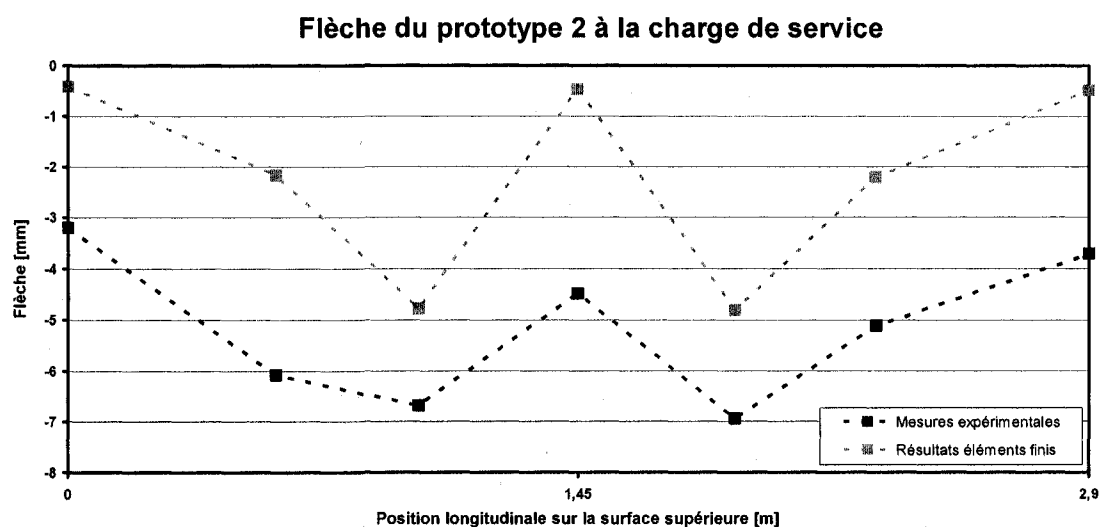


Figure 6.11 Profil de flèche du prototype 2 sous la charge de service.

Au total, trente-trois jauges sont installées sur le prototype 2 pour mesurer la déformation du PRF. Des résultats présentés ci-après, les valeurs au chargement de service représentent une moyenne des résultats aux chargements 1 et 2 et celles au chargement de conception les résultats du chargement 2 seul. Le TABLEAU 6.9 présente les résultats de mesures des jauges installées à l'intérieur du prototype 2 ainsi que les résultats d'éléments finis correspondants.

TABEAU 6.9 RÉSULTATS DE DÉFORMATION À L'INTÉRIEUR DU PROTOTYPE 2.

Jauge	Orientation	Charge de service (110,25 kN)			Charge pondérée (208,25 kN)		
		Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]
1	Longitudinale	88	0,5%	93	-140	2,1%	175
2	Longitudinale	-118	1,8%	74	-284	4,3%	141
3	Longitudinale	93	0,5%	126	-32	0,5%	239
4	Longitudinale	312	1,8%	387	636	3,7%	731
5	Longitudinale	1007	5,9%	249	1629	9,6%	471
6	Longitudinale	-3601	54,2%	385	-6750	101,6%	728
7	Longitudinale	-380	5,7%	-416	-2369	35,7%	-786
9	Transversale	21	0,1%	-1926	-63	0,9%	-3639
10	Longitudinale	1370	8,1%	473	4015	23,7%	894
11	Longitudinale	-991	14,9%	-390	-2180	32,8%	-736
12	Longitudinale	1606	9,5%	957	4466	26,3%	1807
13	Transversale	113	0,7%	-899	149	0,9%	-1697
Note : tension (+), compression (-).							

La jauge 6 mesure un niveau de déformation à l'état limite d'utilisation qui équivaut à 54,2 % de la résistance ultime du PRF en compression, soit nettement plus élevé que l'ensemble des autres jauges. Il est donc fort probable que la mesure enregistrée par la jauge 6 est erronée. Aucune précaution n'a été prise pour protéger les fils des jauges installées à l'intérieur de la dalle. Il peut être possible que ces fils soient étirés lors du chargement ce qui peut fausser la mesure. La jauge 4 qui occupe une position semblable dans l'autre portée donne quant à elle une mesure de déformation faible à 1,8 % de la résistance ultime du PRF en tension, ce qui est similaire aux résultats d'éléments finis. Les autres jauges mesurent un niveau de déformation modéré, les jauges installées sur la composante au centre de la dalle donnant la déformation la plus élevée (jauges 7, 10, 11 et 12). En général, les résultats de mesures de déformations sont peu concordants avec les résultats par éléments finis.

Les mesures des jauges installées sur le panneau inférieur du prototype 2 ainsi que les résultats d'éléments finis correspondants sont présentés au TABLEAU 6.10. L'ensemble des niveaux de déformation mesurés est faible, la déformation maximale à la charge de service est de 8,6 % de la résistance ultime en tension. La concordance des mesures expérimentales aux

résultats d'éléments finis est assez bonne pour la portée nord (jauges 31, 32 et 33) mais irrégulière du côté sud (Figure 6.12). Cette dernière discordance sera discutée à la section 6.5.

TABLEAU 6.10 RÉSULTATS DE DÉFORMATION SUR LE PANNEAU INFÉRIEUR DU PROTOTYPE 2.

Jauge	Orientation	Charge de service (110,25 kN)			Charge pondérée (208,25 kN)		
		Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]
21	Longitudinale	-347	5,2%	-1161	342	2,0%	-2193
22	Longitudinale	18	0,1%	-25	723	4,3%	-46
23	Longitudinale	205	1,2%	1550	519	3,1%	2927
24	Longitudinale	1460	8,6%	1491	3284	19,3%	2817
26	Longitudinale	184	1,1%	1363	415	2,4%	2575
27	Longitudinale	1002	5,9%	675	2707	16,0%	1275
29	Transversale	589	3,6%	294	1130	7,0%	555
31	Longitudinale	1446	8,5%	1476	3359	19,8%	2788
32	Longitudinale	1397	8,2%	1511	3107	18,3%	2855
33	Longitudinale	962	5,7%	1187	2203	13,0%	2242

Note : tension (+), compression (-).

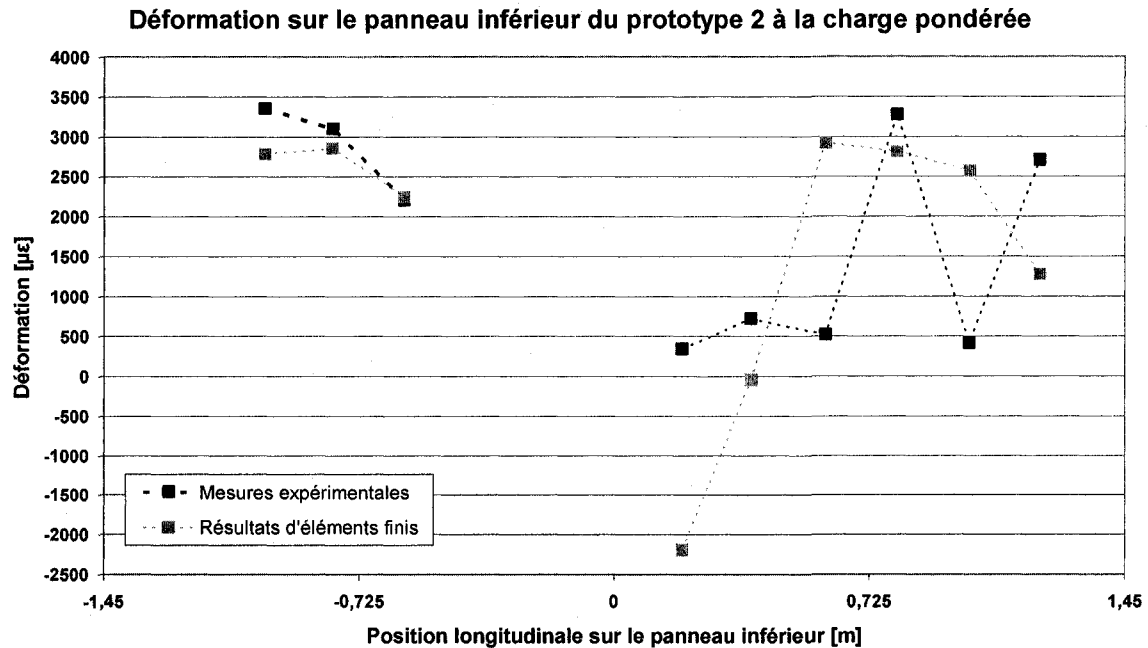


Figure 6.12 Déformation du PRF dans la direction longitudinale sur le panneau inférieur du prototype 2.

Le TABLEAU 6.11 présente les résultats de mesures de déformation ainsi que les résultats d'éléments finis correspondants pour le panneau supérieur du prototype 2. La déformation maximale à la charge de service est mesurée à la jauge 14 avec un niveau qui représente 22,7 % de la résistance ultime en compression; les résultats d'éléments finis correspondants donnent toutefois un niveau de déformation nettement plus faible. En général, la concordance entre les mesures expérimentales et les résultats d'élément finis est irrégulière. Il apparaît que la déformation est plus importante autour de la zone de chargement (jauges 18 et 19).

TABLEAU 6.11 RÉSULTATS DE DÉFORMATION SUR LE PANNEAU SUPÉRIEUR DU PROTOTYPE 2.

Jauge	Orientation	Charge de service (110,25 kN)			Charge pondérée (208,25 kN)		
		Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% ϵ_u	Éléments finis [$\mu\epsilon$]
14	Longitudinale	-1511	22,7%	-187	-3078	46,3%	-354
15	Longitudinale	918	5,4%	1194	1550	9,1%	2256
16	Longitudinale	-203	3,1%	-243	-441	6,6%	-458
17	Longitudinale	1027	6,0%	-3944	2677	15,8%	-7449
18	Longitudinale	-911	13,7%	-710	-2287	34,4%	-1341
19	Transversale	1711	10,1%	883	6125	36,1%	1668
20	Transversale	283	1,7%	1464	1103	6,5%	2766
Note : tension (+), compression (-).							

En comparaison, la Figure 6.13 présente les résultats de mesure de flèche adjacente aux zones de chargement pour les prototypes 1 et 2. Le prototype 2 fabriqué est plus épais que le prototype 1, 256 mm versus 208 mm, il est donc attendu que sa flèche soit moindre. Les courbes du prototype 2 présentent une tendance vers un comportement bilinéaire; la rigidité devient plus faible à partir d'un chargement de 170 kN. Ce comportement pourrait indiquer l'existence de flambage local des parois de PRF. La rigidité du prototype 1 diminue quant à elle plus graduellement à partir d'un chargement d'environ 200 kN.

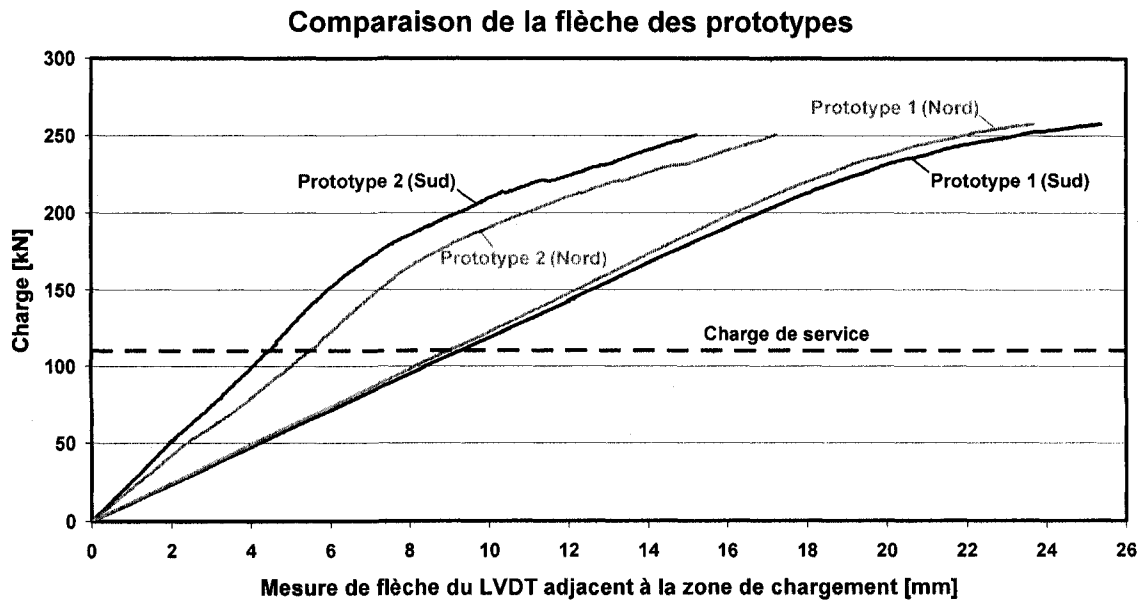


Figure 6.13 Comparaison de la flèche des prototypes 1 et 2.

6.3 Résultats de l'essai de fatigue du prototype 2

La rétention de la rigidité de la dalle est un paramètre principal observé durant l'essai de fatigue. Pour ce faire, un essai statique jusqu'au chargement de service est effectué avant l'essai de fatigue et par la suite à chaque intervalle de 100 000 cycles. La Figure 6.14 présente le résultat de mesure de flèche près de la zone de chargement sud (LVDT 4). Il apparaît que la rigidité diminue principalement après les 100 000 premiers cycles de chargement pour ensuite subir une légère baisse au cours du reste des deux millions de cycles. Entre la mesure de la flèche au chargement de service avant l'essai de fatigue (6,57 mm) et celle après 2 000 000 cycles (9,61 mm) il y a une baisse de 46,27 % de la rigidité. Ce résultat représente la plus grande baisse enregistrée; fait à noter que cette position est à proximité de la fissure observée à partir d'un coin de la zone de chargement sud (voir le TABLEAU 5.2 et la Figure 6.24).

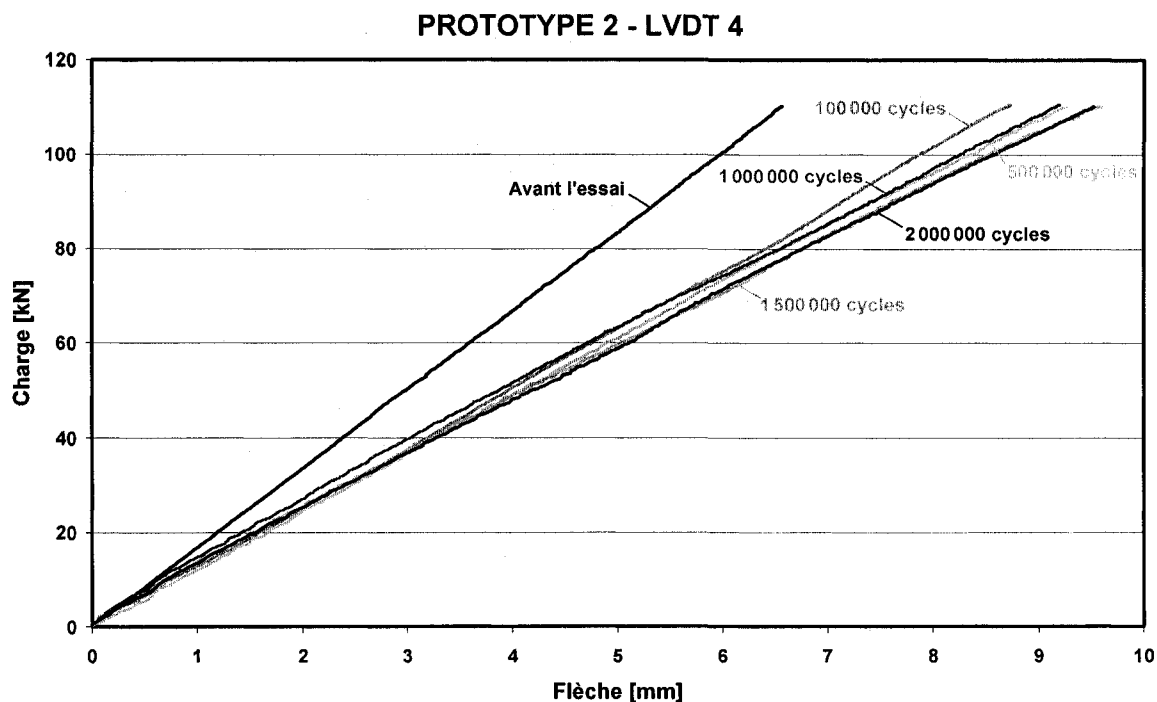


Figure 6.14 Évolution de la flèche lors du chargement cyclique (LVDT 4).

Pour mieux évaluer l'évolution de la rigidité lors de l'essai de fatigue, les valeurs des pentes des courbes charge/flèche réalisées à chaque 100 000 cycles sont portées en graphique. Une régression linéaire est effectuée afin de quantifier la tendance de la valeur de ces pentes. Dans le cas du LVDT 4, après la chute initiale, la rigidité diminue à un taux de 10 % sur deux millions de cycles de chargement (Figure 6.15). Les coefficients de corrélation de ces droites n'indiquent pas l'existence d'une tendance strictement linéaire ($R^2=0,44$ pour le LVDT 4 par exemple). Ceci tient du fait que la tendance n'est effectivement pas parfaitement linéaire à priori. La régression linéaire est quand même réalisée afin d'extraire une mesure pratique de l'évolution de la rigidité de la dalle sur deux millions de cycles de chargement. Converti en termes de flèche, le taux de diminution de la rigidité de 10% mesuré par le LVDT 4 représente une augmentation de flèche de 11,11 % sur deux millions de cycle de chargement. En comparaison, d'autres expériences ont résulté en une augmentation de la flèche d'autours de 5 % sur deux millions de cycles de chargement (TABLEAU 6.12).

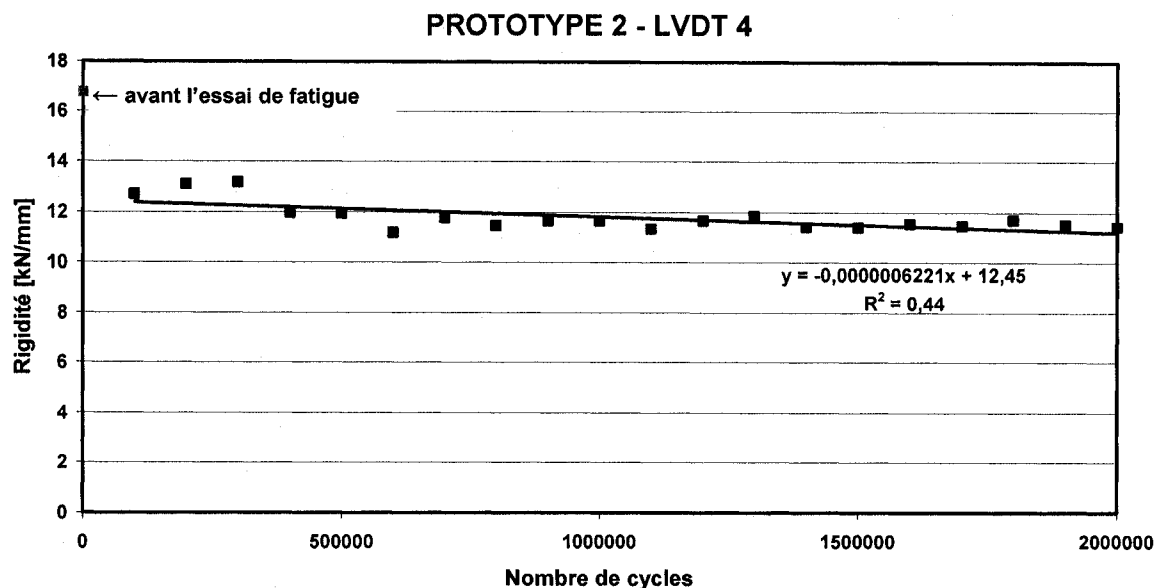


Figure 6.15 Pentas des courbes charge/flèche du LVDT 4 au cours de l'essai de fatigue.

TABLEAU 6.12 RÉSULTATS D'ESSAIS DE FATIGUE: AUGMENTATION DE LA FLÈCHE.

Auteur	Description du régime de chargement	Augmentation de la flèche
SHEHATA et coll., 2007	2 millions de cycles, 15 kN-190 kN, 0,9 Hz	5 %
AZAR, 1989	2 millions de cycles, 13,9 kN-55,6 kN	5 %
HOWDYSWELL et coll., 1998	2 millions de cycles, 9 kN-156 kN, 3 Hz	6 %

À la position du LVDT 5, positionné près de la zone de chargement nord, la tendance est quasi constante avec une légère hausse de la rigidité de 2,6 % sur deux millions de cycles (Figure 6.16). La valeur avant l'essai de fatigue est malheureusement manquante. Tout en tenant compte que les essais statiques initiaux ont été réalisés avec un montage différent (un seul vérin), il est pertinent de considérer leurs résultats en comparaison. Au LVDT 4, la pente est en moyenne de 21,91 kN/mm, ce qui confirme la plus grande rigidité initiale. Pour le LVDT 5, une valeur moyenne obtenue de 18,18 kN/mm va également dans le sens d'une tendance à une chute initiale de la rigidité.

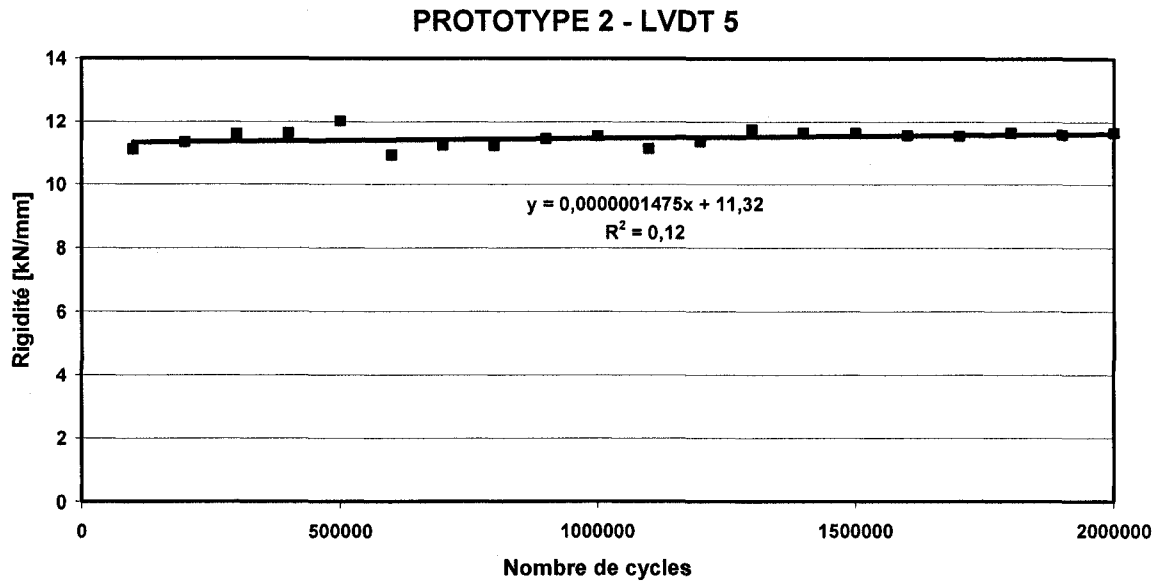


Figure 6.16 Pentés des courbes charge/flèche du LVDT 5 au cours de l'essai de fatigue.

D'une façon similaire, les lectures de déformation enregistrées à intervalle régulier au cours de l'essai sont portées en graphique (Figure 6.17). Cette représentation permet d'analyser l'évolution de la reprise de la charge à divers endroit de la structure de la dalle. La Figure 6.18 présente la tendance des mesures de déformation à la charge de service au cours de l'essai de fatigue. L'amplitude de la variation de la déformation après deux millions de cycles aux divers endroits est illustrée à la Figure 6.19.

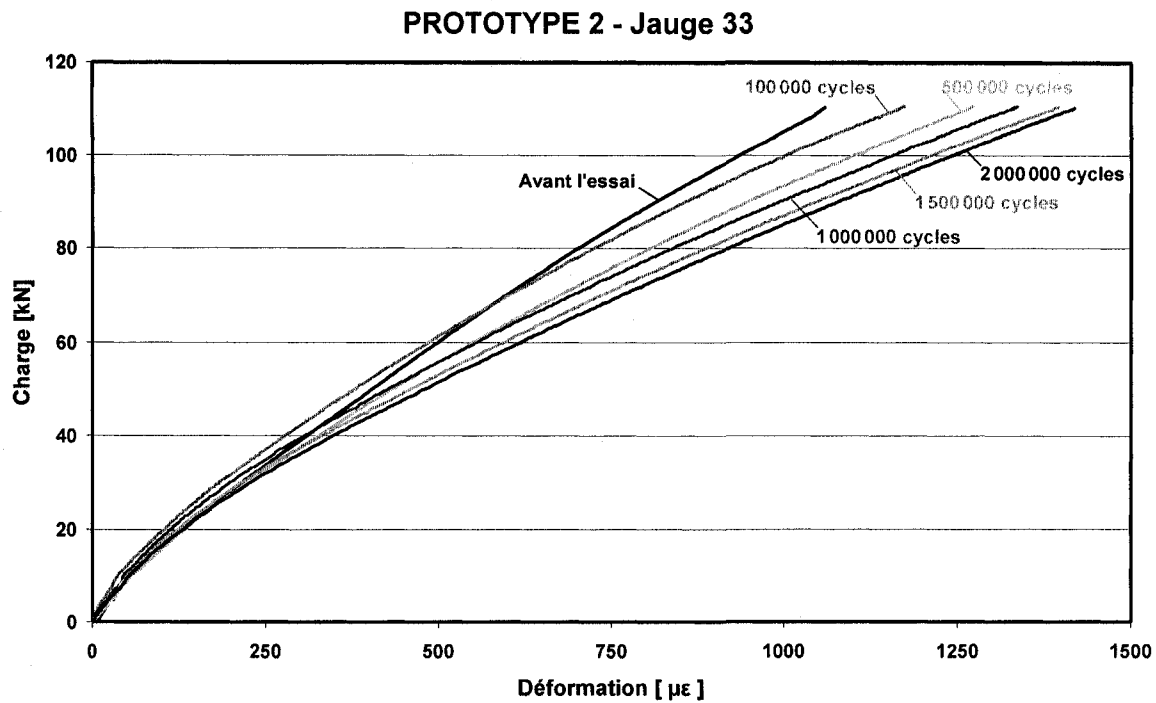


Figure 6.17 Évolution de la mesure de déformation lors du chargement cyclique (jauge 33).

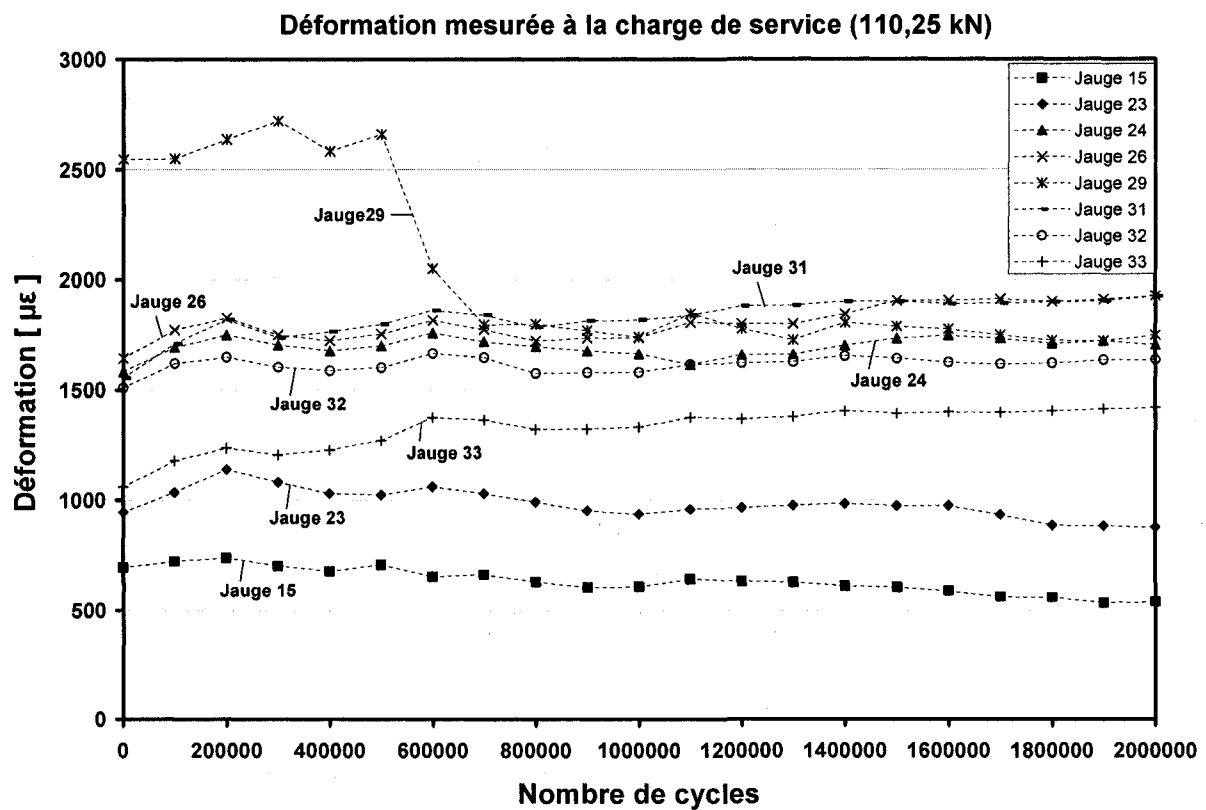


Figure 6.18 Évolution de la mesure de déformation à la charge de service pendant l'essai de fatigue.

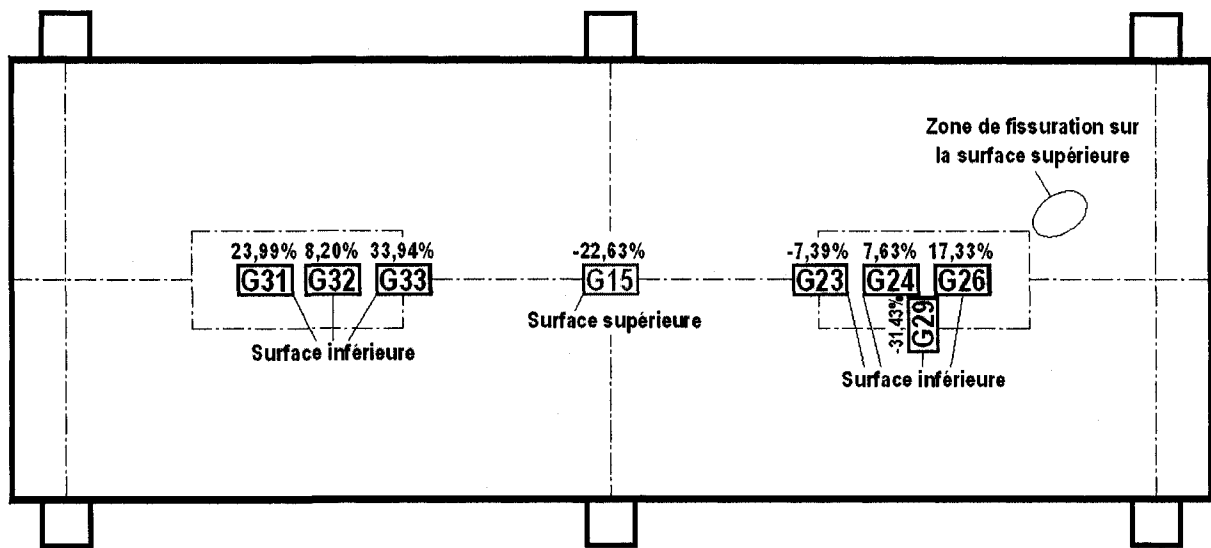


Figure 6.19 Variation de la mesure de déformation sur le prototype 2 après deux millions de cycles.

Dans le cas de la portée nord (jauges 31, 32 et 33), les résultats indiquent que le panneau inférieur reprend davantage le chargement à mesure que l'essai de fatigue avance. L'évolution est moins uniforme dans la direction longitudinale de la portée sud (jauges 23, 24 et 26). La région de la jauge 23 reprend moins de chargement à mesure que l'essai avance. La position de la jauge 26 est plus proche des dommages observés dans la zone de chargement sud. Il est possible que ces endommagements aient fait déplacer le chemin de répartition du chargement dans la dalle. Il y a un relâchement important dans la direction transversale (jauge 29) ainsi qu'au milieu du panneau supérieur (jauge 15). Ce dernier résultat indique que le chargement est moins bien réparti sur l'ensemble de la dalle, probablement principalement à cause de la fissure sur la portée sud.

La Figure 6.20 présente la lecture en continu (à tous les 1000 cycles) de la déformation du PRF durant l'essai de fatigue (jauge 31). Dans ce cas, la déformation varie généralement d'environ 500 à 1800 microdéformations et prend la forme d'une sinusoïdale. Pour chaque étape de 100 000 cycles, il peut être observé que la valeur mesurée est moindre pour les quelques premières séquences de lectures. La droite en rouge représente la valeur moyenne de déformation calculée par la méthode des moindres carrés. Une légère augmentation du niveau moyen de déformation peut être observée par cette courbe, de l'ordre de 8,40 %, passant de

1094,24 $\mu\epsilon$ à 100 000 cycles à 1186,12 $\mu\epsilon$ à 2 000 000 cycles. La droite en noir représente l'évolution de l'amplitude du cycle de mesure de déformation. La droite est à nouveau calculée par la méthode des moindres carrés sur les valeurs d'amplitude à chaque 1000 cycles. Dans ce cas, l'amplitude augmente légèrement pendant l'essai, de l'ordre de 3,72 %, passant de 1370,81 $\mu\epsilon$ à 100 000 cycles à 1421,75 $\mu\epsilon$ à 2 000 000 cycles. La Figure 6.21 présente cette même lecture pour la jauge 26 qui était situé sur le panneau inférieur en dessous de la zone de chargement sud, où une fissure s'est développée. Il apparaît que l'augmentation de la déformation est légèrement supérieure dans ce cas. En effet, la moyenne de la déformation augmente de 11,57 % par rapport à 8,45 % pour la même position du côté nord, alors que l'amplitude augmente de 6,18 % par rapport à 3,72 %. L'ensemble des graphiques de déformation mesurée durant l'essai de fatigue est consigné à l'annexe C.2.4.

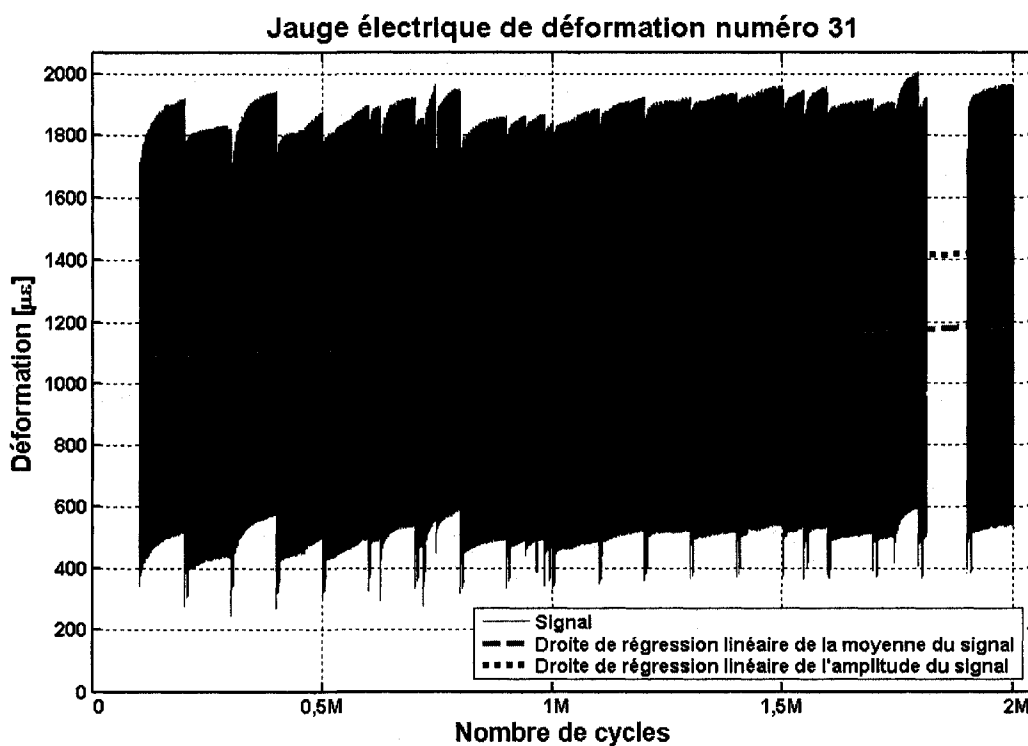


Figure 6.20 Déformation sur le PRF durant l'essai de fatigue (jauge 31).

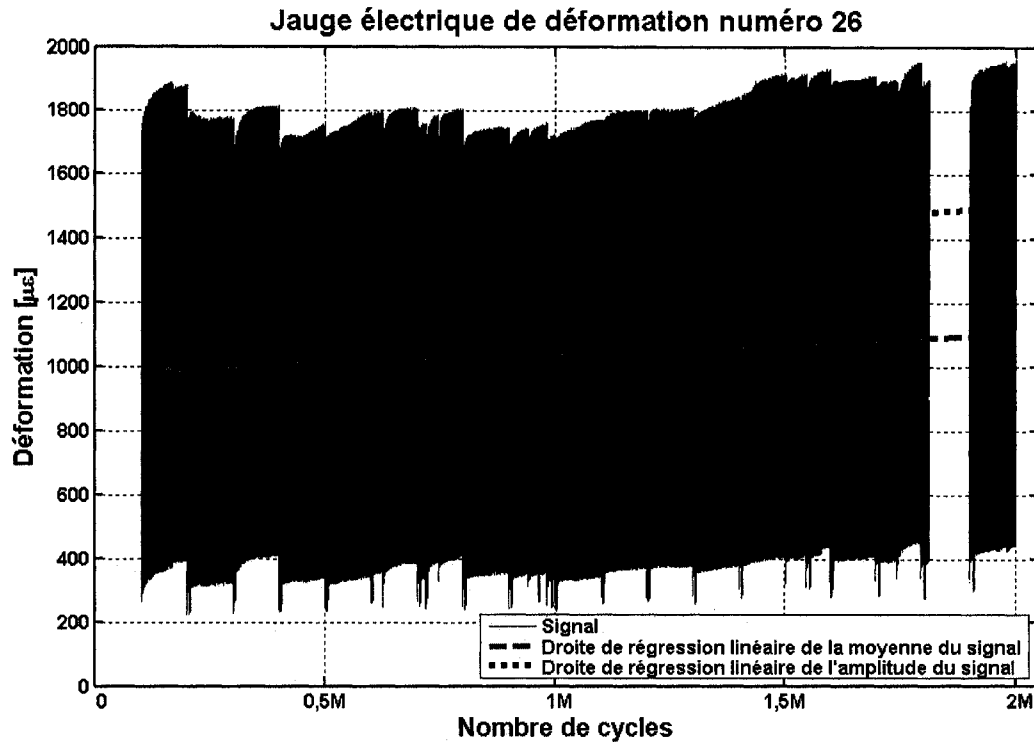


Figure 6.21 Déformation sur le PRF durant l'essai de fatigue (jauge 26).

Le TABLEAU 6.13 présente l'ensemble des résultats de déformation enregistrés pendant l'essai de fatigue. Comme observé pour les essais statiques périodiques, le site de la jauge 23 reprend moins d'efforts à mesure que l'essai progresse. Ceci doit être causé par l'endommagement subit sur la portée sud qui modifie la répartition du chargement dans la dalle. De ces résultats, il apparaît également que le panneau inférieur de la portée nord tend à reprendre le chargement davantage à mesure que l'essai de fatigue progresse (jauges 31 et 33). Les résultats des jauges 15 et 29 sont écartés vu leur irrégularité (voir l'annexe C.2.4).

TABLEAU 6.13 TENDANCE EN FATIGUE DE LA DÉFORMATION DU PRF.

Jauge	Variation de la moyenne sur deux millions de cycles	Variation de l'amplitude sur deux millions de cycles
23	-30,5%	-22,6%
24	-1,8%	-4,8%
26	12,3%	6,5%
31	8,9%	3,9%
32	-0,1%	-5,5%
33	18,3%	8,1%

Pendant l'essai de fatigue la température du PRF a été mesurée près de la zone de chargement nord à l'aide d'un thermomètre infrarouge. Un maximum de 41°C a été enregistré près des coins de la plaque de chargement vers l'extérieur de la dalle. Les capteurs à fibres optiques ont été installés pour permettre de vérifier leur bon fonctionnement par comparaison à la mesure des jauges électriques. La Figure 6.22 montre une bonne concordance entre la mesure d'un capteur à réseau Bragg de *ITF Labs* (Montréal, www.itflabs.com) [ITF, 2007] et celle de la jauge électrique de déformation correspondante.

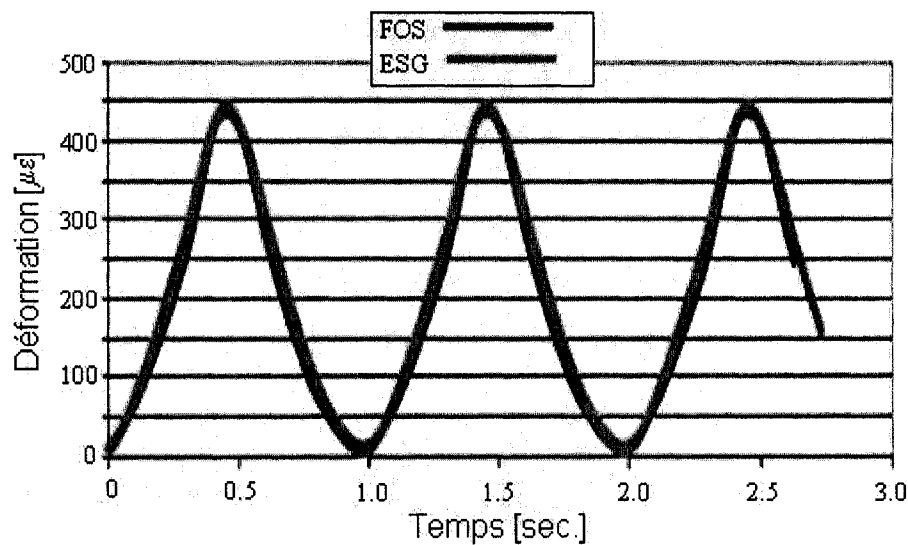


Figure 6.22 Comparaison de la mesure de déformation d'un capteur à fibre optique à réseau Bragg (FOS) et d'une jauge électrique de déformation (ESG) lors de l'essai de fatigue.

Les figures suivantes illustrent des événements notables lors de l'essai de fatigue.

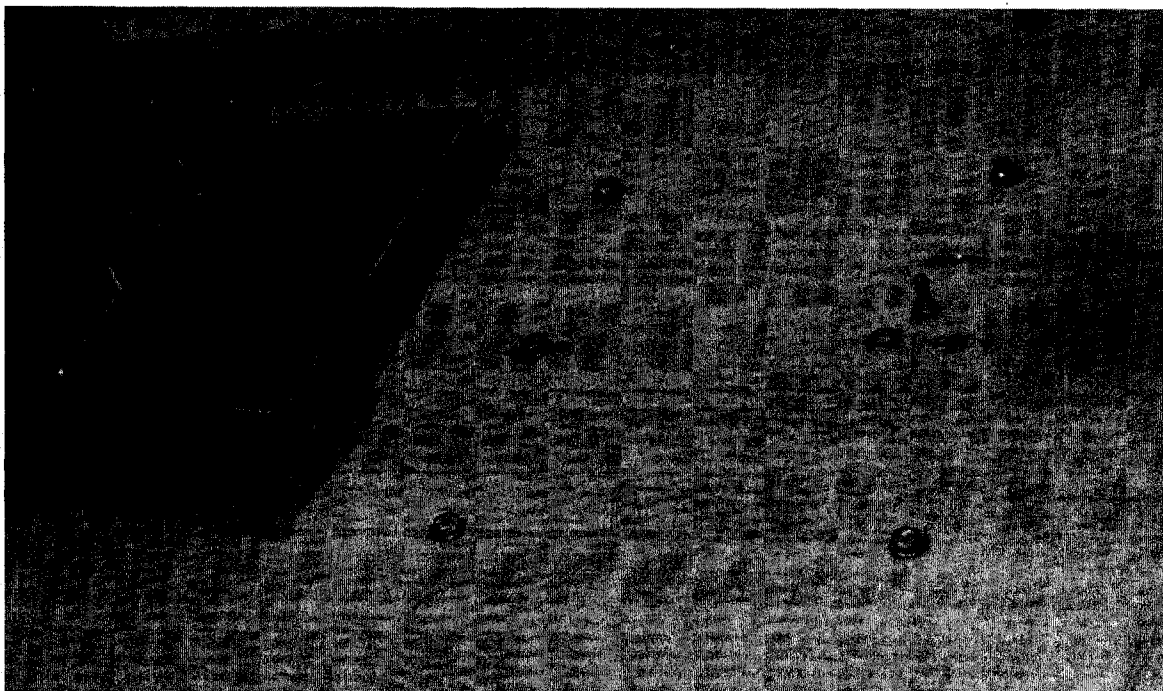


Figure 6.23 Rupture de boulon durant l'essai de fatigue.

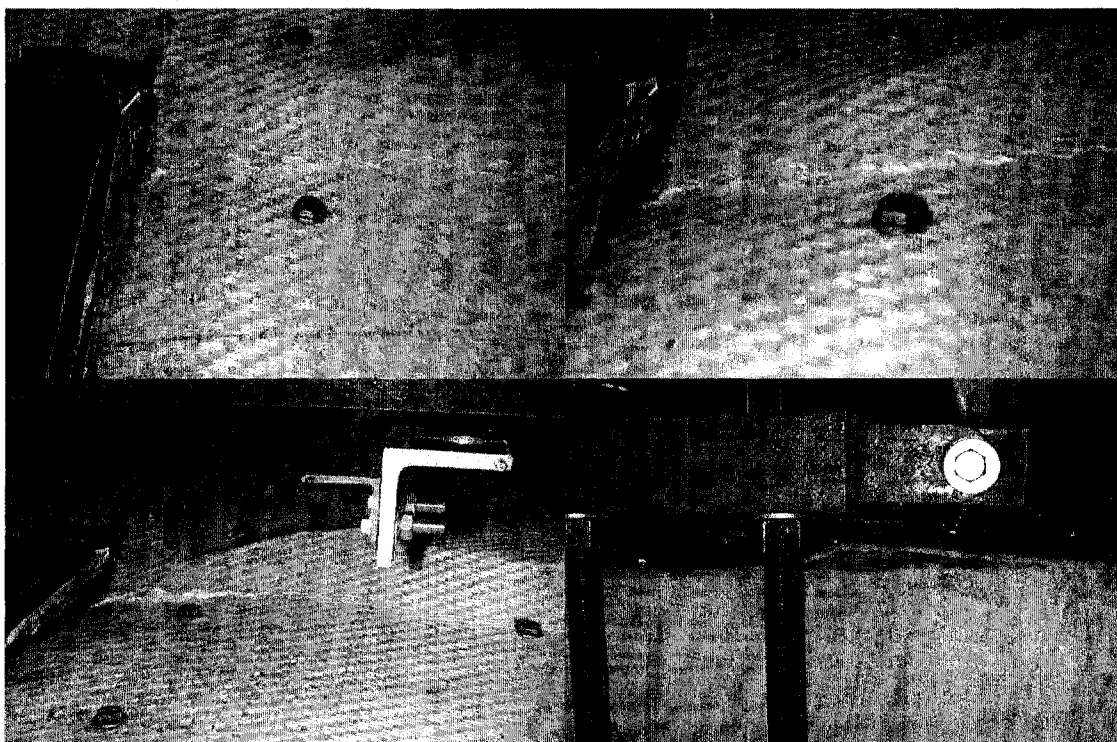


Figure 6.24 Progression d'une fissure sur la portée sud durant l'essai de fatigue.

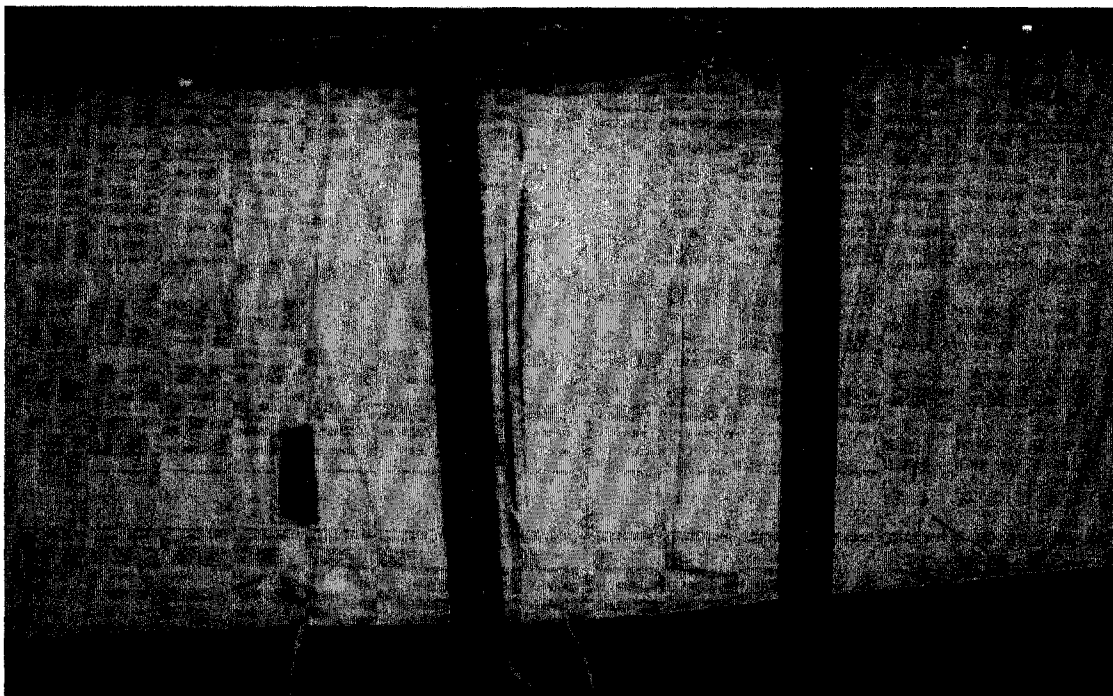


Figure 6.25 Décohésion de la mousse polyuréthane aux parois des sections en «C» au milieu de l'extrémité sud pendant l'essai de fatigue.

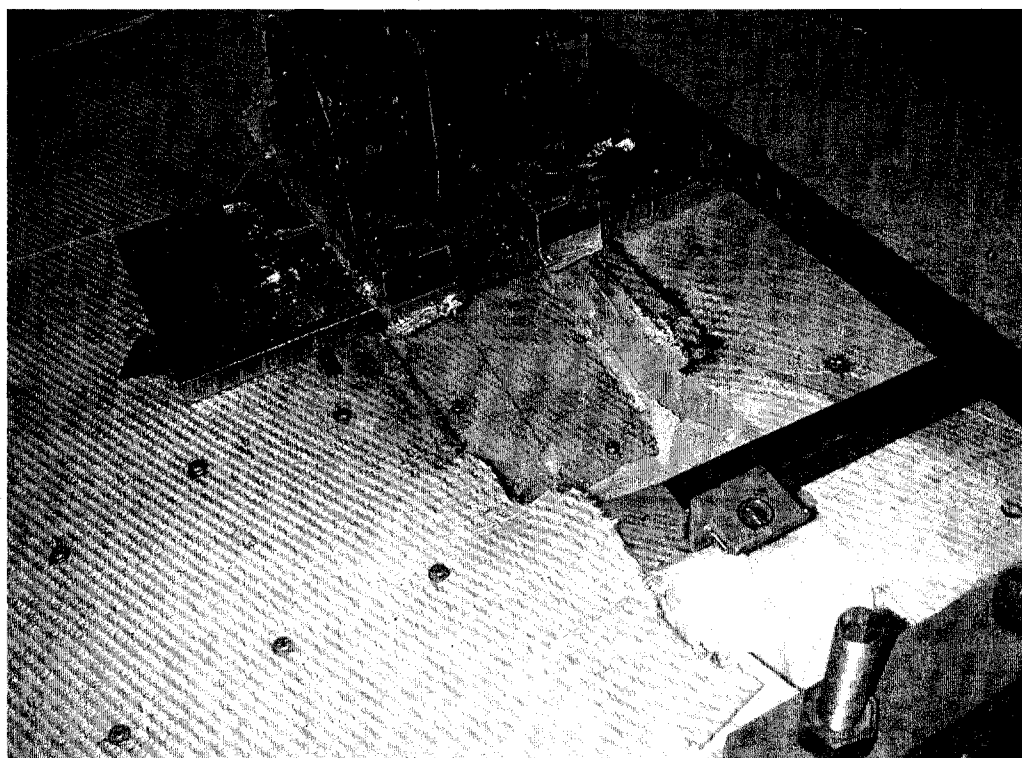


Figure 6.26 Portée sud poinçonnée au terme de l'essai de fatigue.

6.4 Résultats des essais de chargement à la rupture des prototypes

Le prototype 1 a été chargé avec les vérins hydrauliques en mode de contrôle de déplacement jusqu'à la rupture. La charge maximale appliquée a été de 387,98 kN pour la portée nord et de 390,99 kN pour la portée sud. La Figure 6.27 présente un graphique de la rampe de chargement de cet essai. La Figure 6.28 présente des images du mode de rupture de la dalle prototype 1. Le mode de rupture final est par le poinçonnement du panneau supérieur aux zones de chargement. Avant la rupture finale, le panneau du dessous de la portée sud s'est partiellement détaché du reste de la dalle; il y a eu poinçonnement du panneau aux boulons (les boulons ont traversés le panneau).

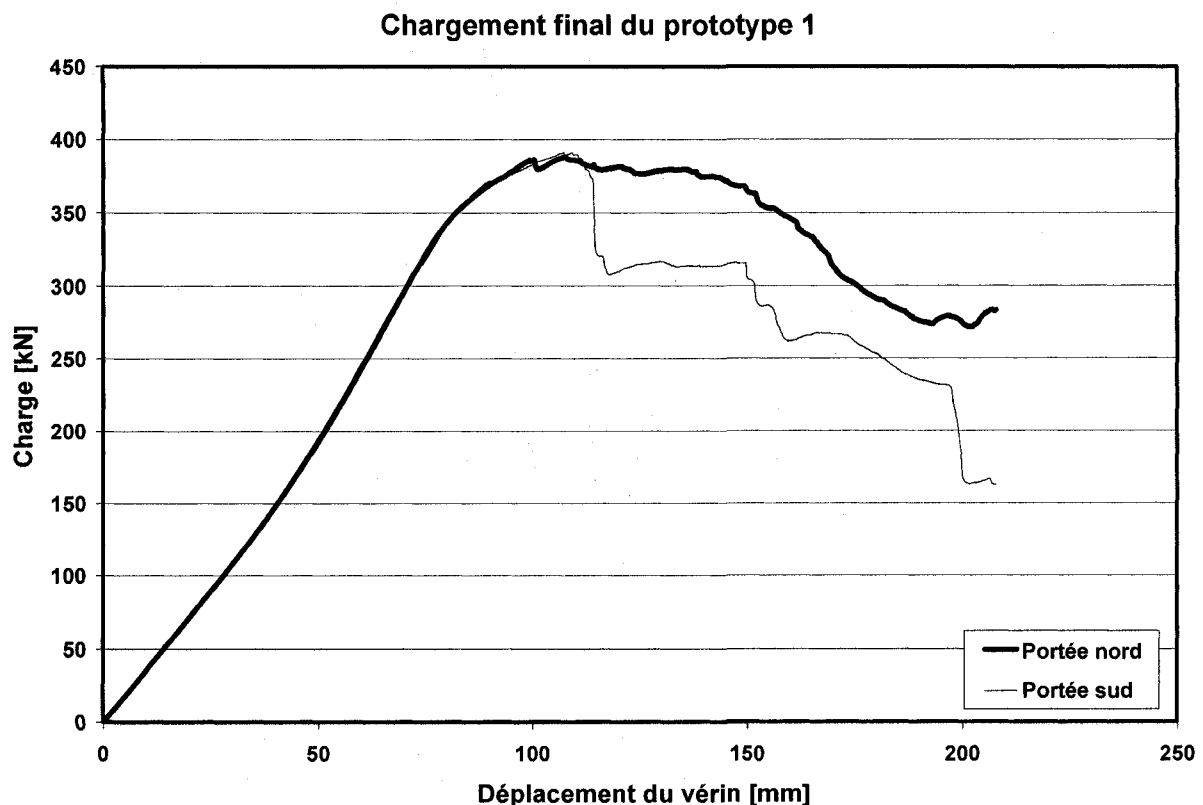


Figure 6.27 Résultats du chargement à la rupture du prototype 1.

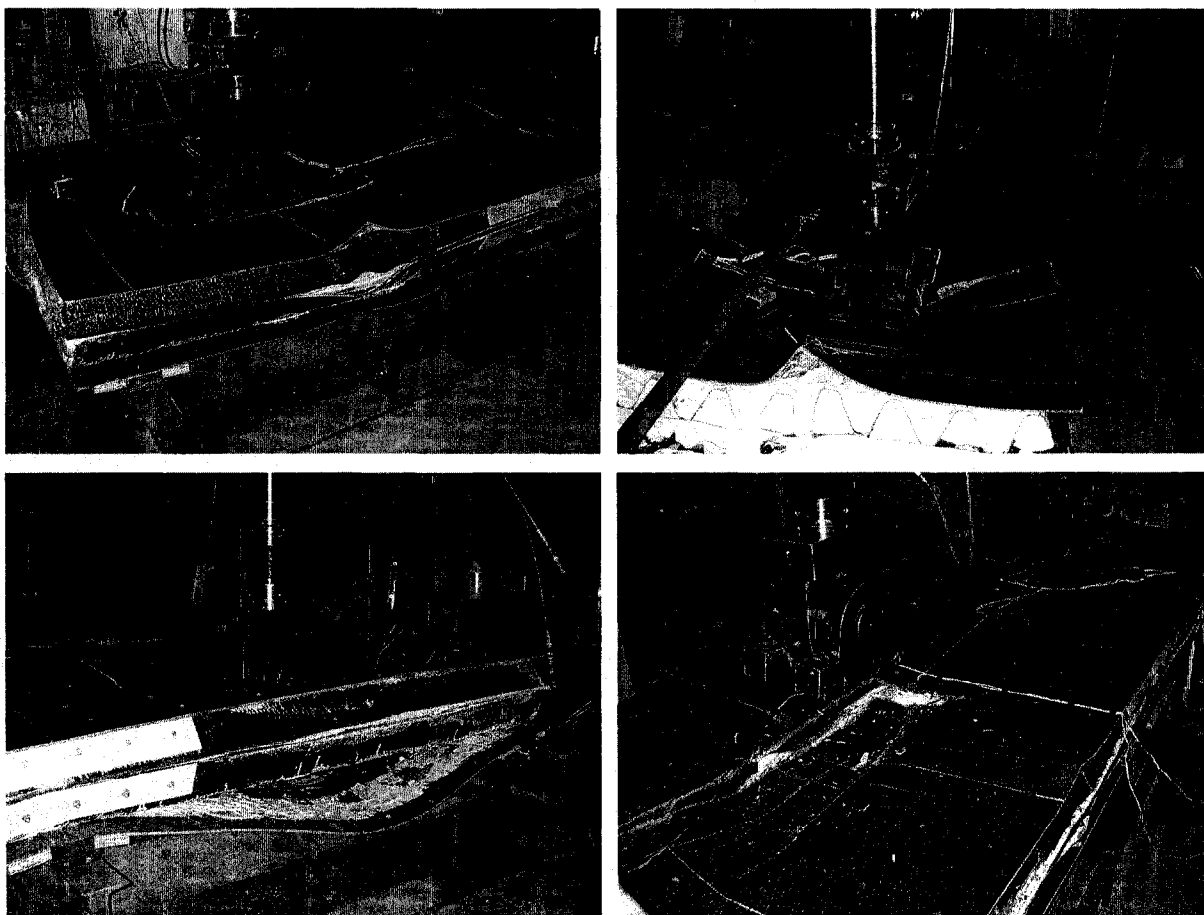


Figure 6.28 Chargement de rupture du prototype 1.

La portée nord du prototype 2 a également été chargée jusqu'à rupture au terme de l'essai de fatigue. Les données enregistrées lors de cet essai montrent que la lecture de la cellule de charge s'est interrompue avant la fin de l'essai. Cette erreur empêche de déterminer la charge de rupture. Lors de l'essai, la lecture visuelle de l'écran indicateur avait indiqué une charge maximale d'autours de 330kN. Cette valeur devrait toutefois être validée par un autre essai. La déformation maximale mesurée sur le panneau inférieur sous la charge a été de 12204 $\mu\epsilon$ (jauge 31). La Figure 6.30 présente des images du mode de rupture de la dalle prototype 2. Le mode de rupture final est par le poinçonnement du panneau supérieur aux zones de chargement. Les dommages de rupture sont plus localisés dans la zone de chargement que pour le prototype 1.

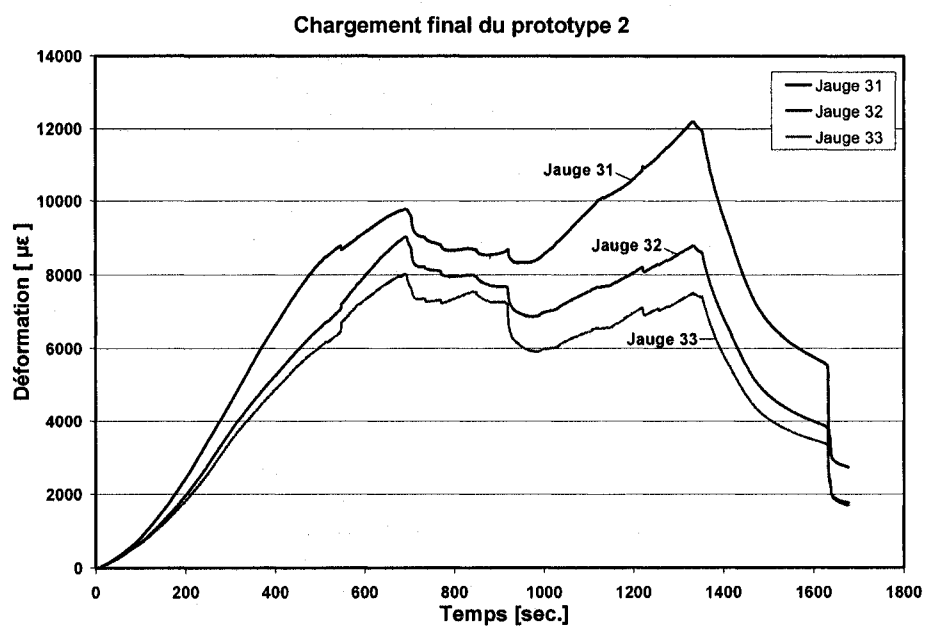


Figure 6.29 Mesures de déformation lors du chargement à la rupture du prototype 2.

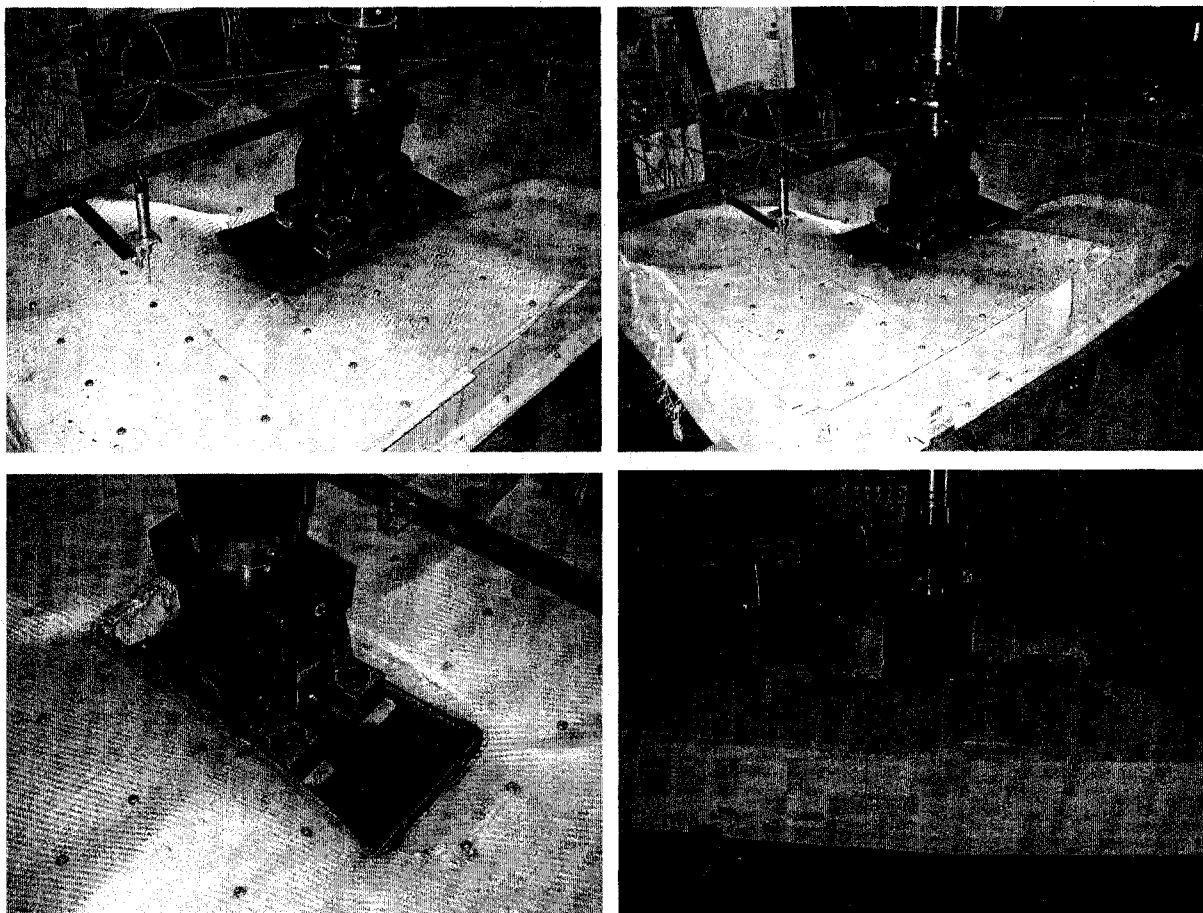


Figure 6.30 Chargement de rupture de la portée nord du prototype 2.

6.5 Analyse des résultats

La réalisation du prototype 2 a été motivée pour faciliter la fabrication après l'expérience du premier prototype. Pour la suite, seuls les résultats de ce deuxième prototype sont analysés. Le prototype 2 dans la configuration évaluée fléchit trop sous chargement. En effet, lors de l'essai statique initial, la flèche maximale enregistrée au chargement de service est de $L/195$. Au terme de l'essai de fatigue, cette flèche est de $L/150$; la cible fixée étant de $L/400$. Comme discuté précédemment le modèle d'élément fini surestime la rigidité de la dalle, à raison d'environ 40 %. Une différence notable entre ce modèle et le prototype est l'idéalisation des jonctions de pièces de PRF. Il est probable que les joints boulonnés du prototype occasionnent des jeux qui diminuent l'intégrité et la rigidité de la dalle. Dans le sens transversal sur le panneau supérieur, les espaces entre boulons où les composantes sont non fixées peuvent favoriser la génération de flèches locales. Toutes les déformations mesurées à la charge de service sont inférieures à l'exigence de 25 % de la résistance ultime du matériau, établie en référence à l'exigence du Code canadien sur le calcul des ponts routiers pour les barres d'armature en PRFV. Le maximum atteint en tension est de 10,1 % de la résistance ultime du PRFV. En compression, la déformation maximale mesurée à la charge de service est de 22,7 % de la résistance ultime du matériau.

Comme discuté précédemment, le modèle d'éléments finis ne fournit pas une représentation fidèle de l'amplitude de la flèche. Il permet toutefois de vérifier que la flèche maximale de la surface supérieure de la dalle à la charge de service est de 7,38 mm, soit de 53,43 % supérieure à celle de la position du LVDT mesurant la flèche maximale (LVDT 3). Dans le modèle, cette flèche maximale est présente sous les zones de chargement. Si la proportion de 53,43 % est appliquée à la mesure expérimentale (LVDT 3 : flèche de 6,94 mm), la flèche maximale du panneau supérieur de la dalle serait de 10,65 mm soit $L/136$ ($6,94 \text{ mm} \times 1,5343 = 10,65 \text{ mm}$). Dans le cas des déformations, comme il a été vérifié la concordance entre le modèle et les mesures expérimentales est irrégulière. Le modèle offre une représentation fidèle des déformations à certains endroits où la déformation est relativement uniforme, comme le milieu de portée du panneau du dessous. Autrement, aux endroits où la déformation apparaît varier de façon importante, comme sur la surface supérieure près des zones de

chargement, la concordance du modèle avec les mesures expérimentales est mauvaise. Les écarts entre le modèle et les mesures expérimentales sur le panneau supérieur du prototype 2 vont par exemple de $+1324 \mu\epsilon$ à $-4971 \mu\epsilon$ ou de $+417 \%$ à -484% (TABLEAU 6.11). Ces écarts peuvent être dus en partie à la représentation parfaite des jonctions entre composantes de PRFV. En réalité, ces jonctions permettent une légère déformation relative entre les composantes sous une charge, ce qui devrait limiter les concentrations de contraintes dans la jonction. Le modèle génère quant à lui des concentrations de contraintes importantes aux zones de chargement à la position des jonctions entre le panneau supérieur et les sections en «C» (Figure 6.31).

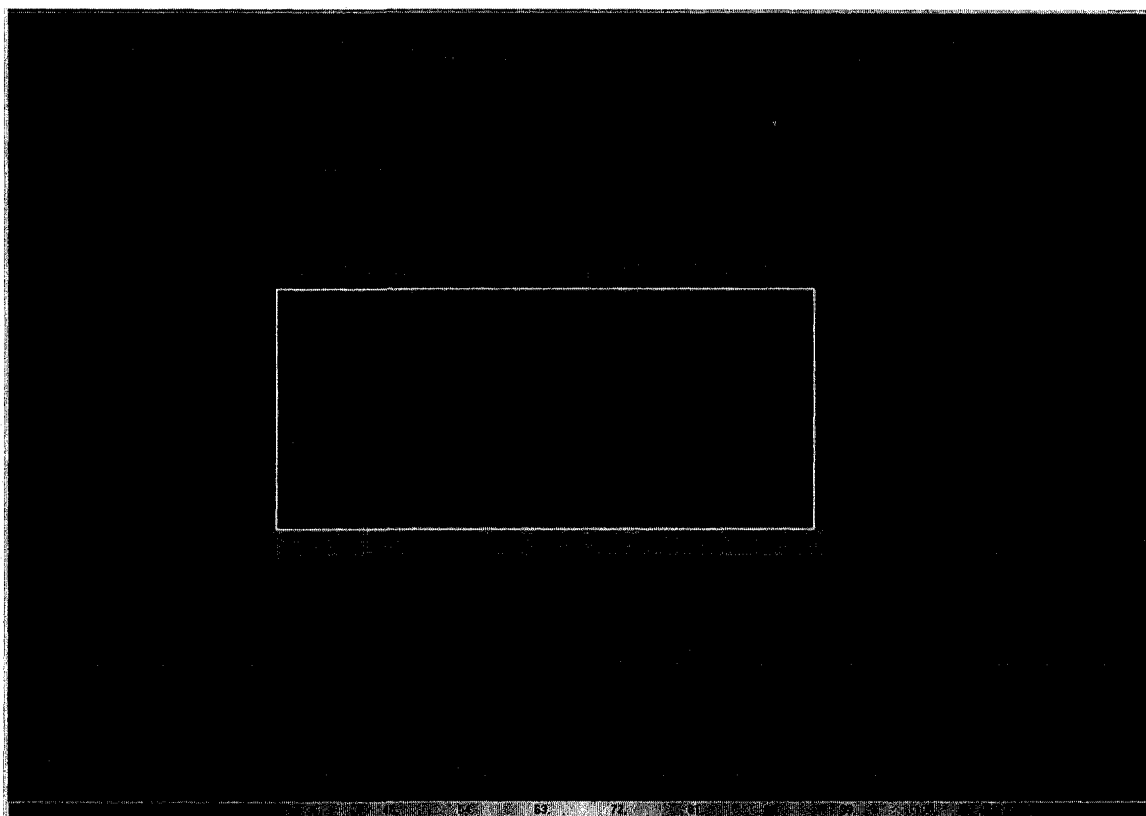


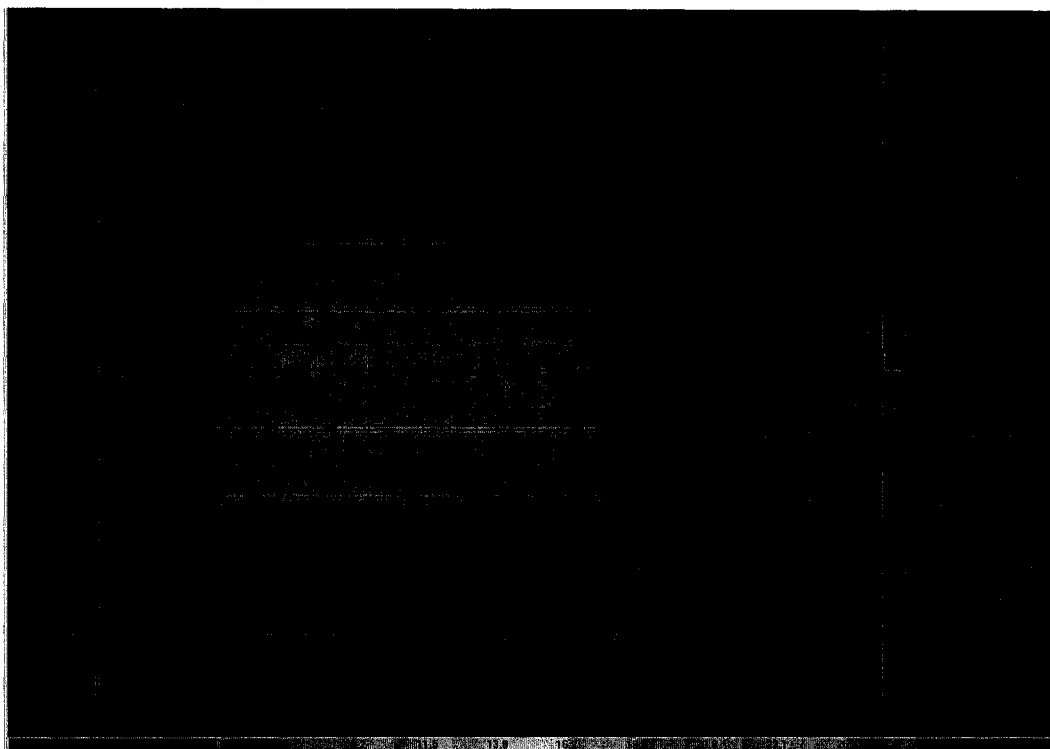
Figure 6.31 Amplitude de la contrainte (σ_{VMS}) sur le panneau supérieur du prototype 2 près de la surface de chargement (rectangle blanc) à la charge de service selon le modèle d'éléments finis.

En évitant d'une part les valeurs de déformation aberrantes pouvant être causées par des discontinuités dans le modèle (imposition des conditions limites, approximations dans la

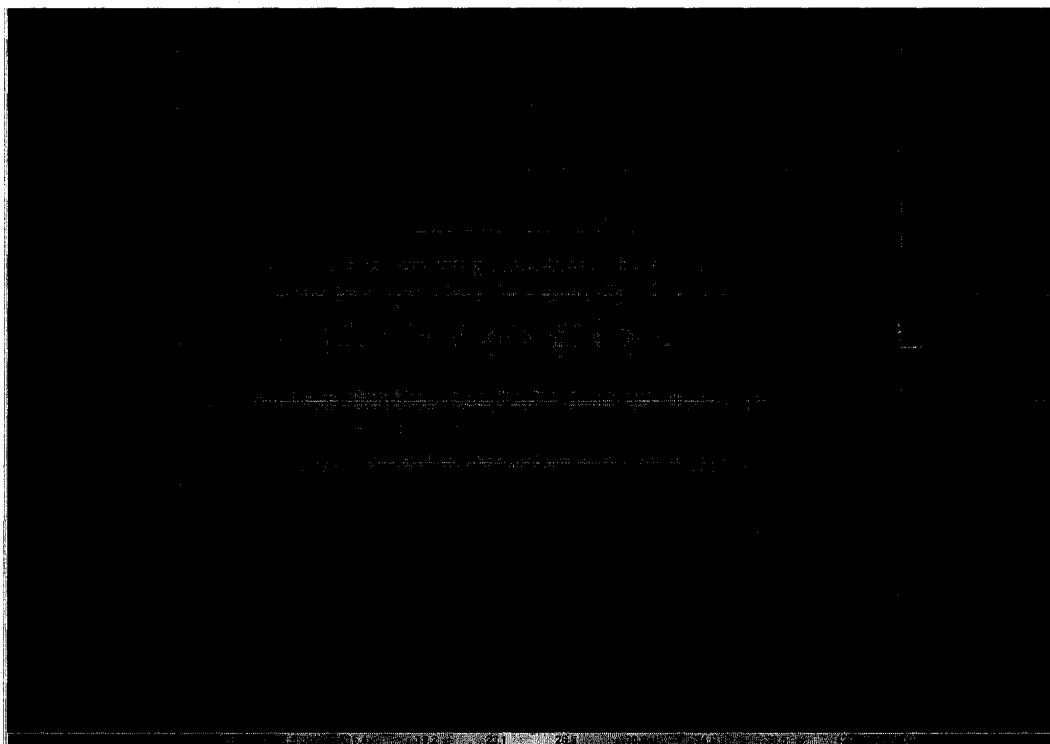
représentation géométrique) et d'autre part les zones de variation importante des déformations, des valeurs maximales de déformation sont extraites du modèle dans certaines zones du prototype 2 (TABLEAU 6.14). La position des déformations maximale sur les panneaux inférieur et supérieur est illustrée aux figures 6.29 à 6.32. Dans certains cas la limite de déformation admissible en service est dépassée : ce fait peut être attribuable à la rigidité plus faible de la mousse polyuréthane (200 MPa en conception vs 8,53 MPa pour le prototype). La déformation sur le panneau supérieur varie rapidement près de la zone de chargement (Figure 6.35). Il porte à jugement si ces concentrations de contraintes sont réalistes ou bien causées par des discontinuités dans le modèle. Les valeurs maximales en compression sur le panneau supérieur ($75,8 \% \epsilon_{uc}$ et $101,9 \% \epsilon_{uc}$) devraient être à écarter considérant le fait que le prototype a résisté à 2,25 fois la charge de l'état limite d'utilisation. Ces informations permettent toutefois de guider le positionnement des jauges pour des essais futurs.

TABLEAU 6.14 VALEURS MAXIMALES DES DÉFORMATIONS À LA CHARGE DE SERVICE SUR LE PROTOTYPE 2 D'APRÈS LE MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS.

Zone de la dalle		Tension			Compression	
		Direction 1	Direction 2		Direction 1	Direction 2
Panneau inférieur	$\epsilon_{max} =$	1525	2492	$\epsilon_{min} =$	-2151	-2664
	$\% \epsilon_{ut} =$	9,0%	15,4%	$\% \epsilon_{uc} =$	32,4%	37,3%
Panneau supérieur	$\epsilon_{max} =$	2749	7431	$\epsilon_{min} =$	-5038	-7277
	$\% \epsilon_{ut} =$	16,2%	45,9%	$\% \epsilon_{uc} =$	75,8%	101,9%
Intérieur	$\epsilon_{max} =$	1485	3155	$\epsilon_{min} =$	-2087	-4020
	$\% \epsilon_{ut} =$	8,7%	19,5%	$\% \epsilon_{uc} =$	31,4%	56,3%

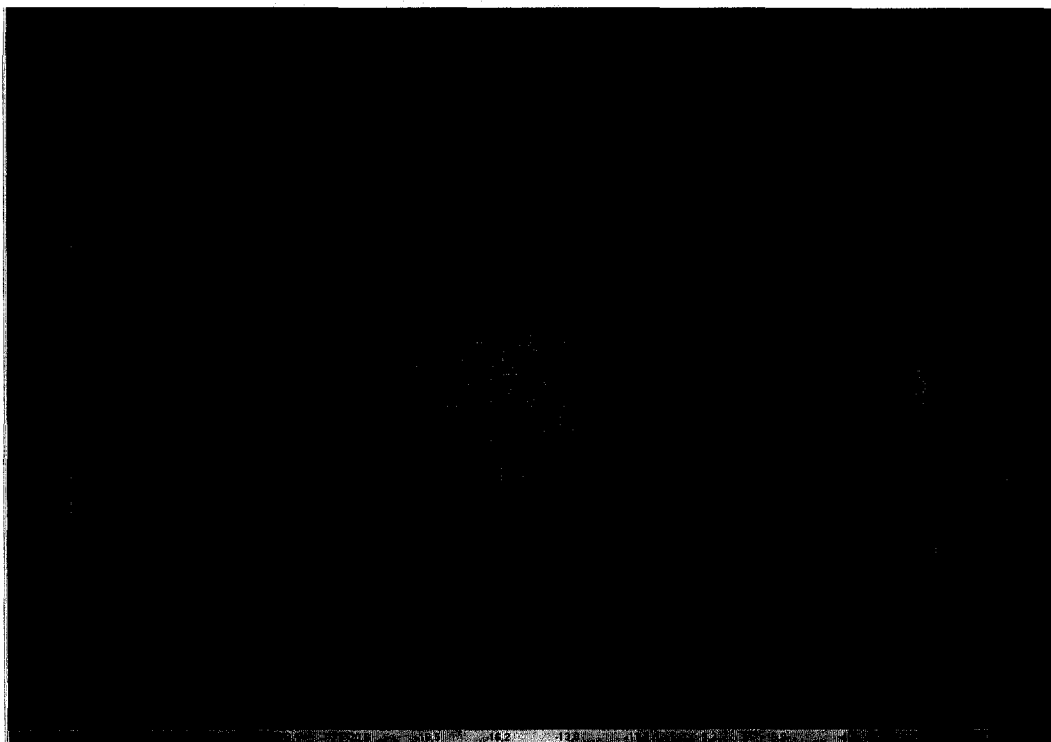


(a)



(b)

Figure 6.32 Position de la contrainte maximale sur le panneau inférieur du prototype 2 d'après le modèle d'éléments finis : (a) tension maximale en direction 1; (b) tension maximale en direction 2.

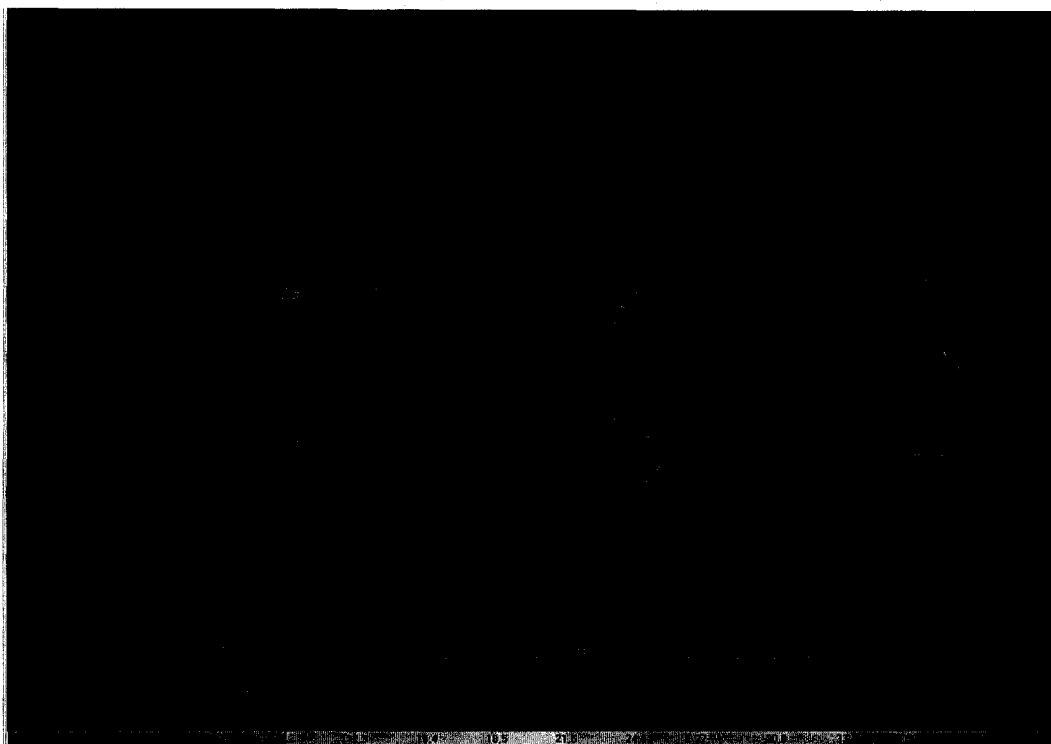


(a)

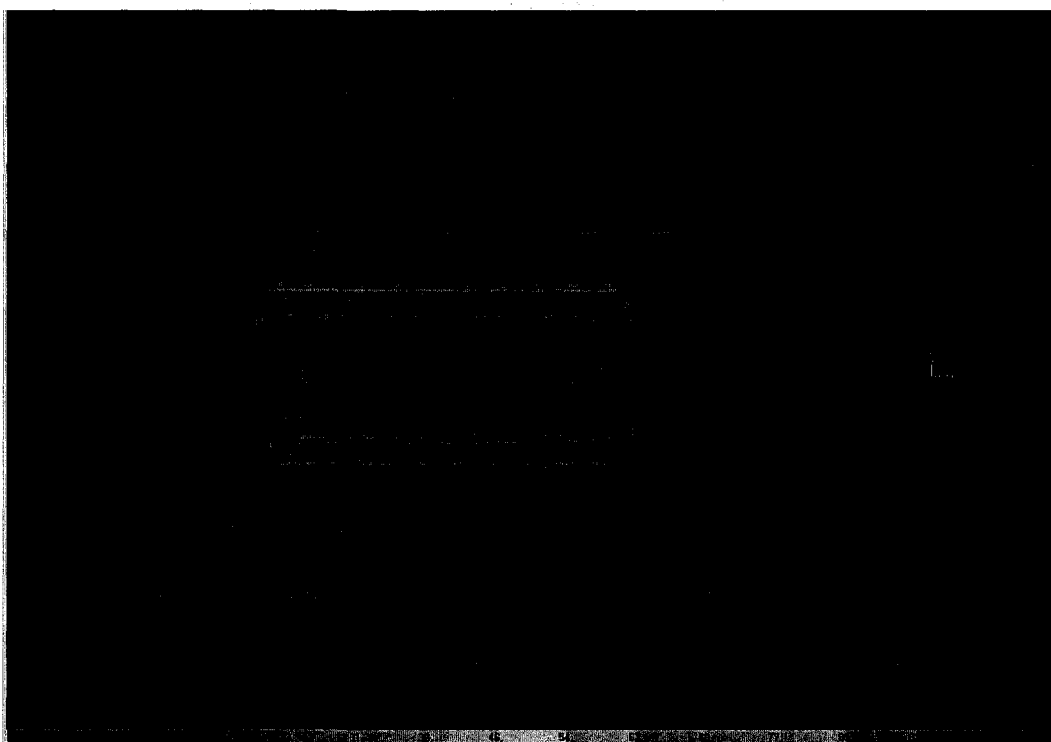


(b)

Figure 6.33 Position de la contrainte maximale sur le panneau inférieur du prototype 2 d'après le modèle d'éléments finis : (a) compression maximale en direction 1; (b) compression maximale en direction 2.

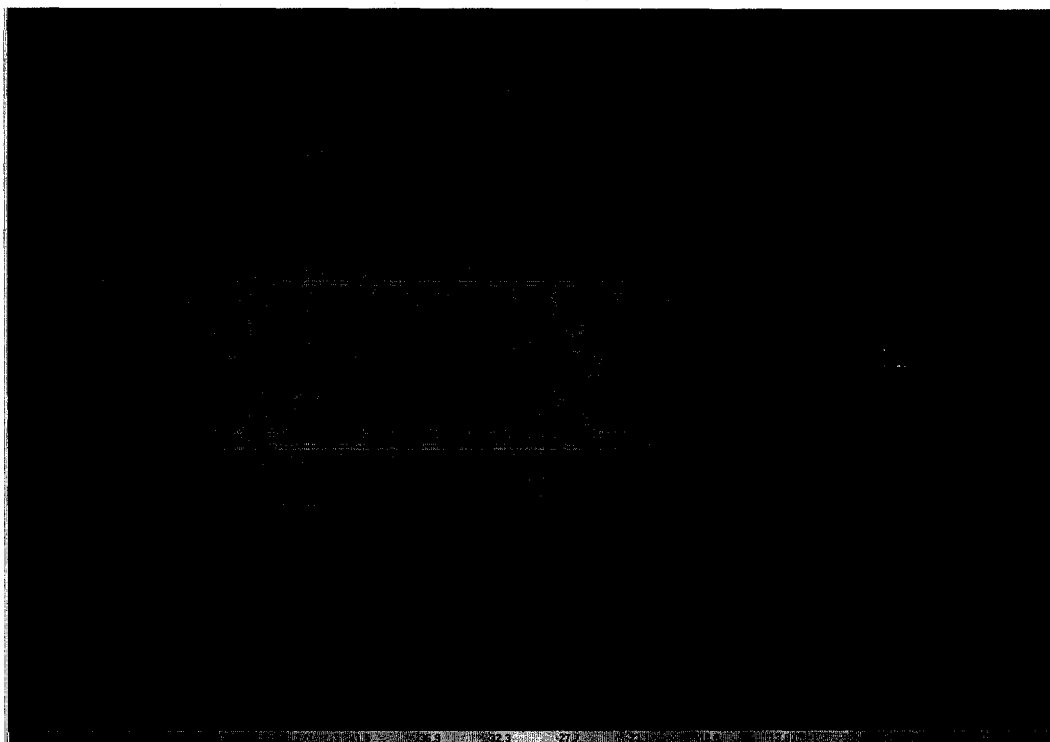


(a)

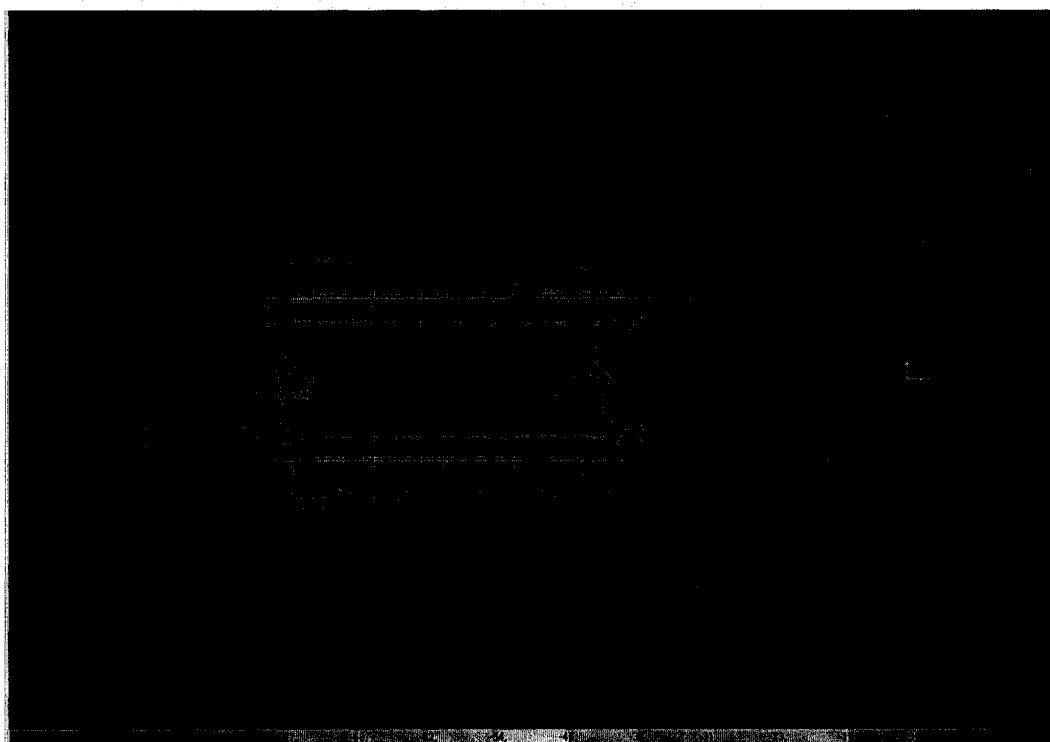


(b)

Figure 6.34 Position de la contrainte maximale sur le panneau supérieur du prototype 2 d'après le modèle d'éléments finis : (a) tension maximale en direction 1; (b) tension maximale en direction 2.



(a)



(b)

Figure 6.35 Position de la contrainte maximale sur le panneau supérieur du prototype 2 d'après le modèle d'éléments finis : (a) compression maximale en direction 1; (b) compression maximale en direction 2.

La contrainte de compression dans la mousse polyuréthane selon le modèle d'éléments finis atteint un maximum à 245,8 kPa sous la zone de chargement. Cette valeur dépasse la limite élastique de la mousse mesurée à 210,9 kPa (voir le TABLEAU 6.3). La contrainte dépasse d'ailleurs 210,9 kPa sur une zone étendue près des surfaces de chargement (Figure 6.36). Le modèle indiquerait donc une déformation permanente de la mousse sous les charges appliquées. Ce fait peut expliquer en partie la baisse de rigidité initiale de la dalle en fatigue. À chaque chargement, une portion de la mousse se déformerait de façon permanente et la dalle deviendrait un peu moins rigide. Au prochain chargement, la dalle se déforme davantage et il y a une autre portion de mousse qui se déforme de façon permanente. Cet effet devrait être plus marqué sous les surfaces de chargement où la présence d'une flèche locale a été observée. La déformation permanente peut également être jumelée à une décohésion de la mousse sur le panneau supérieur, entraînant une baisse d'efficacité de la dalle en flexion.



Figure 6.36 Contrainte en compression verticale (S_{33}) sous la surface de chargement nord du prototype 2 selon le modèle d'éléments finis.

Afin d'améliorer la rigidité et la marge de résistance de la dalle, ces avenues se présentent : 1) épaissir les parois de PRF, 2) utiliser une mousse plus rigide ou 3) utiliser un tissu de PRF offrant plus de rigidité. Comme abordé plus tôt, une jonction améliorée des composantes de PRF devrait également améliorer la rigidité de la dalle. Les parois de PRF prennent une épaisseur de 1 mm par nombre de tissu; les parois peuvent donc être dimensionnées par incrément de 1 mm. Des tissus croisé $0^\circ/90^\circ$ 4:1 (quatre 0° et un 90°), des tissus unidirectionnels et également des tissus de polypropylène renforcé de fibres de carbone sont disponibles, ces derniers étant toutefois trop dispendieux pour cette application. De ces trois, le tissu 4:1 est le plus propice à être utilisé en pratique. Ces tissus ont un module en tension annoncé dans les directions principales de 18 GPa/6 GPa comparativement à environ 12 GPa pour le tissu utilisé. Finalement, une mousse polyuréthane ou autre matériau de remplissage simplement plus rigide devrait améliorer la rigidité de la dalle. Le TABLEAU 6.15 présente l'effet de ces mesures avec le modèle d'éléments finis. Il apparaît que toutes ces options peuvent permettre d'améliorer la rigidité au niveau souhaité; le choix des modifications peut être fait selon des facteurs tels qu'économiques et de faisabilité.

TABLEAU 6.15 EFFET DE MODIFICATIONS SUR LA RIGIDITÉ DU PROTOTYPE 2 SELON L'ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS.

Modification	Flèche maximale
Panneau supérieur d'une épaisseur de 30 mm	L/407
Panneau supérieur et inférieur d'une épaisseur de 14 mm	L/404
Ensemble des parois de PRF d'une épaisseur de 7 mm	L/412
Mousse avec module de 33 MPa	L/401
Panneau supérieur et inférieur de 18 GPa en direction longitudinale et d'une épaisseur de 14 mm	L/406
Panneau inférieur longitudinal et supérieur transversal de 18 GPa et d'une épaisseur de 14 mm	L/413
Ensemble des parois de PRF de 6 mm et mousse de 10 MPa	L/412

La flèche sous chargement est nettement plus prononcée dans la région des zones de chargement. Ce fait est vérifié par les résultats d'éléments finis et est même perceptible visuellement lors des essais. Le fait d'épaissir le panneau supérieur à 6 mm et d'utiliser une mousse avec un module de 10 MPa ne diminue pas beaucoup cette tendance (Figure 6.37). Ce comportement a une influence importante sur la résistance et la durabilité de l'éventuelle surface de roulement de la dalle. D'une part, le matériau de la surface de roulement devrait supporter une déformation telle qu'occasionnée par la déformation de la dalle sous une charge de roue. D'autre part, le matériau devrait également avoir en combinaison une résistance en fatigue adéquate. Pour s'aider, il peut être souhaitable que la solution de surface de roulement puisse répartir une charge de roue sur une grande surface.

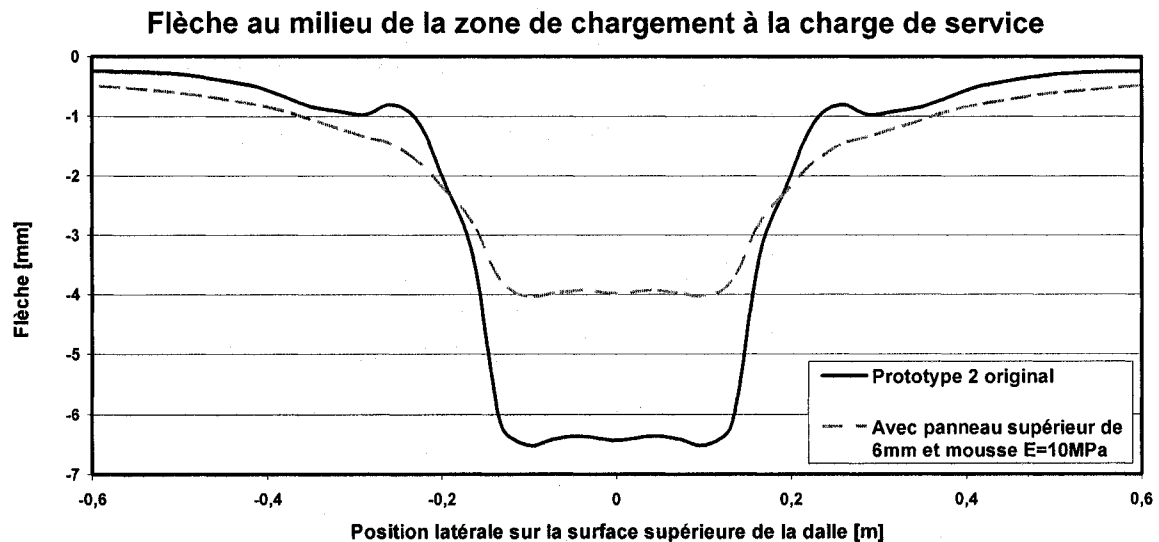


Figure 6.37 Résultats d'éléments finis de flèche du prototype 2 sur une ligne transversale sur le panneau supérieur au milieu d'une zone de chargement.

Comme discuté précédemment, les essais indiquent que la rigidité du prototype diminue de façon importante au début du chargement de fatigue. Des essais de fatigue sur le polypropylène renforcé de verre ont indiqué une baisse de rigidité plus accentuée de 5 % dans les premiers 5 % de la vie en fatigue [FERREIRA et coll., 1999]. Ce phénomène ne doit pas expliquer complètement l'ampleur de la baisse de rigidité observée dans la dalle. Une autre hypothèse comme cause probable de cette baisse peut être la décohésion de la mousse polyuréthane aux parois de PRF. Cette décohésion, observée à l'extrémité du prototype durant

l'essai de fatigue, peut s'être propagée progressivement sur l'ensemble de la dalle à mesure que son effet diminue la rigidité de la dalle. Les variations observées lors des quatre chargements statiques du prototype 1 vont également dans ce sens. Une autre cause pourrait être le développement de jeux dans les joints boulonnés. Cette éventualité peut être vérifiée par l'essai d'autres solutions de jonction. L'examen des boulons rompus pendant l'essai de fatigue indique une rupture en tension. Ces boulons avaient été dimensionnés selon une sollicitation en cisaillement; il apparaît que la cohésion entre le PRF et la mousse polyuréthane dans leur région avoisinante n'a pas prévenu une force de soulèvement sur ces boulons. Outre toute amélioration de la cohésion de la mousse polyuréthane ou modification de la solution de jonction des composantes de PRF, les joints boulonnés devraient prévoir un chargement en tension et être dimensionnés en conséquence.

Il est fort probable que la fissure qui s'est développée près de la zone de chargement sud a été initiée lors du chargement statique initial. En effet, la charge avait alors été augmentée jusqu'à 250 kN, soit au-delà de la charge pondérée. Comme mentionné plus haut, les contraintes les plus élevées ont été observées sur le panneau supérieur, et notamment près des zones de chargement. Il est donc probable qu'à 250 kN, il y ait eu initiation d'endommagement à cet endroit. Si les moyens le permettent, il est évidemment souhaitable de réaliser l'essai de fatigue avec un prototype vierge. Outre la baisse initiale de rigidité et les défaillances lors de l'essai de fatigue, le prototype conserve bien sa rigidité une fois un plateau atteint. En effet, les mesures du LVDT 4 indiquent que la rigidité de la portée sud diminue à raison de 10 % sur deux millions de cycles. Cette cadence paraît raisonnable considérant la progression d'une fissure importante à cet endroit. Les mesures du LVDT 5 sur la portée nord présentent un plateau où aucune perte de rigidité significative ne survient. Le mode de rupture par poinçonnement n'est pas le plus catastrophique. De plus, le panneau inférieur a gardé son intégrité lorsque le panneau supérieur a rompu. Ce mode de rupture peut toutefois être favorisé par l'utilisation d'une plaque de chargement en acier et l'absence de surface de roulement répartissant le chargement. Les zones des coins des plaques d'acier sont le site de contraintes plus élevées dans le panneau supérieur, ceci pourrait être différent si le chargement est réalisé par un pneu de camion.

CONCLUSION

Cette étude a été vouée à la conception, le prototypage et l'essai en chargement statique et cyclique de fatigue d'une dalle de tablier de pont préfabriquée constituée de matériaux composites en polypropylène renforcé de verre. Cette dalle est développée pour le remplacement de tabliers de traverses et madriers de bois. Le type de PRF sélectionné est le polypropylène renforcé de fibres de verre, un PRF à matrice thermoplastique. L'étude est constituée principalement de deux phases, soit la conception à l'aide d'un modèle numérique et les essais expérimentaux de chargement sur des prototypes de dalle. Quatre géométries de dalle différentes ont initialement été évaluées en analyse par éléments finis linéaire. Un chargement d'essieu de camion normalisé par le Code canadien sur le calcul des ponts routiers est considéré pour la conception. Le type de géométrie considéré comprend, entre des panneaux inférieur et supérieur, une forme structurale de parois en PRFV et de la mousse polyuréthane qui remplis les espaces restants. Ces géométries avaient toutes une épaisseur totale de 203 mm, soit l'épaisseur des traverses de bois à remplacer. L'analyse a révélé que pour ce type de géométrie, il importe de limiter la distance entre les parois qui supportent le panneau supérieur pour réduire le niveau de flèche locale aux zones de chargement. Cette distance a été réduite jusqu'à 125 mm ou 150 mm pour les géométries analysés. L'exigence d'une flèche admissible de $L/400$ sous une charge de service de 110,25 kN par surface de chargement a tout de même été le facteur limite dans la conception. Ceci est principalement dû à la rigidité plus faible du PRF par rapport aux autres matériaux traditionnels. Une géométrie comprenant un centre de panneaux ondulés a été sélectionnée selon des considérations de performance et de faisabilité de fabrication pour la réalisation d'essais expérimentaux. La phase expérimentale inclue les étapes suivantes : 1. la conception détaillée et la mise en plan; 2. la fabrication d'un prototype; 3. la mise à l'essai du prototype par chargement mécanique en laboratoire. La géométrie de dalle sélectionnée a d'abord été mise en plan pour la réalisation d'un prototype couvrant deux portées ayant une distance entre poutres de 1,45 mètre. Pour la construction de ce prototype, les composantes en PRF ont été fabriquées par le procédé de moulage sous vide au four et assemblées par boulonnage et adhésif. La dalle-prototype a ensuite été soumise à une charge statique en laboratoire à l'aide

d'un vérin hydraulique. Elle a résisté à plus de 350 kN par zone de chargement, soit aisément supérieur à la charge pondérée de 208,25 kN. Le niveau de contrainte mesuré dans le PRF est demeuré modéré à l'intérieur du chargement de conception normalisé. Le comportement en flèche est linéaire jusqu'à une fois et demie la charge de service et il présente ensuite une baisse graduelle de rigidité. Le niveau de flèche en service a été plus élevé que souhaité. La flèche excessive est principalement attribuée à la rigidité plus faible que prévue qui a été obtenue pour la mousse polyuréthane. La flèche locale dans la région des zones d'application de la charge devenait également plus importante au-delà de la charge de service.

À la suite de l'expérience de ce premier prototype, un deuxième concept de dalle a été réalisé pour notamment faciliter la production en grande série. Cinq géométries structurales différentes comprenant au centre des sections en «C» ont été analysées par éléments finis. Les parois supportant le panneau supérieur ont une orientation davantage verticale que celles du prototype 1 pour un support plus efficace. Une de ces géométries, nécessitant moins de jonctions entre composantes que pour le prototype 1, a été sélectionnée pour la fabrication d'un prototype. Cette fois les panneaux principaux de PRFV du prototype ont été fabriqués par un procédé de moulage en continu par pressage entre rouleaux. Ce prototype a été soumis à une charge statique en laboratoire jusqu'à 250 kN par zone de chargement d'une façon similaire que pour le premier prototype. Le comportement en flèche sous chargement a été de type bilinéaire, avec une baisse de rigidité à partir d'environ une fois et demie la charge de service. Cette dalle-prototype était plus rigide que la première tout en tenant compte de sa section plus épaisse. La flèche locale aux régions d'application de charge était toutefois encore assez importante et plus élevée que prévu. Les jonctions boulonnées, modélisées comme parfaites lors de l'analyse par éléments finis, sont jugées comme la cause probable de niveau de flèche plus grand que prévu. Le niveau de contrainte en tension mesuré sur le PRF du prototype 2 à la charge de service atteint un maximum de 10,1 %, soit bien en dessous de l'exigence d'un maximum de 25 % de la résistance ultime. En compression, l'ensemble des déformations mesurées à la charge de service ne dépasse pas 22,7 % de la résistance ultime du matériau.

Au terme de cet essai, le prototype n'avait pas de dommages visibles et il a été retenu pour être soumis à un essai de chargement cyclique de fatigue. Un chargement cyclique avec un maximum de la charge de service de 110,25 kN a été appliqué par deux vérins hydrauliques d'une capacité de 500 kN à une cadence de 1 Hz pendant deux millions de cycles. Un essai de chargement statique a été effectué à tous les 100 000 cycles afin de suivre l'évolution de la rigidité de la dalle. Au cours de l'essai, quelques boulons ont rompu près des zones de chargement. Après un million de cycles, il était possible d'observer à une extrémité de la dalle que la mousse polyuréthane était décollée des sections en «C» du milieu en ligne avec le point d'application de la charge. Une fissure importante à partir d'un coin d'une zone d'application de charge s'est développée pendant l'essai menant jusqu'au froissement local du panneau supérieur de la dalle. Il est évalué que cette fissure a été induite par le chargement statique initial. Sur la portée du site de la fissure, la rigidité a connu une chute significative dans les premiers 100 000 cycles pour ensuite atteindre un plateau légèrement descendant, à raison d'une baisse de 10 % sur deux millions de cycles. La rigidité de l'autre portée a atteint un plateau où aucune baisse de rigidité significative ne s'est produite. Les variations dans les contraintes mesurées pendant l'essai sont considérées attribuables principalement à la progression de la fissure observée. Autrement le niveau de contrainte mesuré demeure contenu pendant les deux millions de cycles. Après cette étape de deux millions de cycles, la dalle est maintenant chargée au double à un maximum de 220,5 kN à une fréquence de 0,75 Hz. Ce régime a duré pendant 1500 cycles jusqu'à une rupture par poinçonnement venant de l'ouverture de la fissure qui avait été développée. L'autre portée a ensuite été rompue en poinçonnement par chargement statique jusqu'à environ 300 kN.

Les mesures expérimentales de flèche et de déformation ont été comparées à celles prédites par le modèle d'éléments finis. Tant pour le premier et deuxième prototype, la flèche mesurée est d'environ 40 % supérieure à celle prédite par le modèle d'éléments finis. La modélisation parfaite des jonctions entre composantes de PRFV est une cause probable de cet écart. Le profil de flèche sur la longueur des dalles est tout de même semblable à celui mesuré. La concordance entre les déformations mesurées et celles prédites par le modèle est irrégulière. Il apparaît que la concordance est moins bonne dans les zones où il y a présence de variation importante de la déformation, comme près des surfaces de chargement. Autrement, la

concordance est meilleure où le niveau de déformation est plus constant, comme à mi-portée des panneaux inférieur. Sur le panneau inférieur de la portée nord, l'écart entre les résultats d'éléments finis et les mesures expérimentales de déformation pour les jauges 31, 32 et 33 est de respectivement 2,1 %, 8,2 % et 23,4 % (déformations du modèle plus élevées).

En résumé, voici les principaux résultats associés au prototype 2 :

- Flèche maximale mesurée de $L/200$ initialement et $L/150$ après deux millions de cycles de chargement de fatigue;
- Contrainte maximale mesurée en tension de 10,1 % de la résistance ultime du PRF sur le panneau supérieur (jauge 19) à la charge de service de 110,25 kN;
- Chute significative de la rigidité de la dalle dans les 100 000 premiers cycles de fatigue; elle atteint ensuite un plateau avec une baisse maximale mesurée de 10 % sur deux millions de cycles;
- Rupture en poinçonnement d'une portée de la dalle par l'ouverture d'une fissure après 1500 cycles à 220,5 kN suivant les deux millions de cycles à 110,25 kN. Il est probable que cette fissure ait été induite par la surcharge appliquée lors du chargement statique initial. L'autre portée a été rompue en poinçonnement par chargement statique jusqu'à environ 300 kN.
- Rigidité autour de 40 % plus faible que le modèle d'éléments finis, attribuable notamment aux jonctions boulonnées non modélisées;

À la suite de ces expériences, des préoccupations et recommandations peuvent être adressées dans l'optique de l'amélioration du concept proposé.

1. Il est pertinent d'évaluer le niveau d'adhérence possible entre la mousse polyuréthane et les parois de PRF et choisir de considérer ou non cette adhérence dans la conception. Fait à noter qu'après un million de cycles, le décollement de la

mousse était nettement visible, mais la rigidité n'a toutefois pas chuté de façon importante par après.

2. Le niveau de la flèche à la charge de service du prototype 2 tel que produit est trop élevé. Un matériau de remplissage plus rigide devrait contribuer à augmenter la rigidité de la dalle. La flèche locale aux zones de chargement est cependant importante. Une amélioration des jonctions entre composantes de PRF est une avenue à exploiter pour réduire cette flèche. Des jonctions plus rigides pourraient mener à une construction plus intègre et à une meilleure distribution des efforts. Autrement, il pourrait être opportun d'épaissir le panneau supérieur et/ou redimensionner/modifier également la structure ailleurs.
3. Si des jonctions du même type sont reproduites, augmenter la résistance ou le nombre de boulons. Considérer dans les calculs un effort de tension et éventuellement aucune contribution de l'adhérence de la mousse polyuréthane.
4. La reproductibilité des mesures lors des essais de chargement n'était pas régulière en général. Si d'autres essais de chargement sont réalisés avec ce type de dalle, considérer d'augmenter le niveau de chargement graduellement et effectuer quelques répétitions à chaque niveau. Les jauges de déformation pourraient également être installées en double et leur fil protégé pour plus de fiabilité.
5. Pour les essais de chargement, l'utilisation de dispositifs qui reproduisent les pneus d'un camion est à considérer en remplacement des plaques d'acier. Ces plaques ont semblé produire une concentration de contraintes dans le panneau de PRF supérieur près des coins des plaques.
6. Le comportement de la surface de roulement choisie pour ce type de dalle est à évaluer, notamment en fatigue. Il peut également être souhaitable d'opter pour une solution qui contribue à bien disperser la charge.

Finalement, les dalles construites ont résisté au chargement normalisé, mais leur niveau de flèche était plus élevé que prévu. Le choix d'un matériau de remplissage plus rigide, la modification/dimensionnement de la géométrie et l'amélioration des jonctions peuvent remédier à ce manque. Sur ce dernier point, un concept où les jonctions sont au plus évitées pourrait aider à la performance tant mécanique que de durabilité environnementale.

Le développement de ces dalles se poursuit avec un projet pilote de pont expérimental. Ce pont est situé sur le terrain d'une station d'approvisionnement des camions du Ministère des Transports du Québec à Sherbrooke. Le pont n'est pas sur une voie publique, il est prévu qu'il soit emprunté par les camions du Ministère. Le pont comporte une travée de 7,2 mètres et est large de 4,2 mètres. Ce pont a une structure de poutres d'acier qui donne deux portées transversales. Ce type de structure est similaire à celle des ponts acier/bois visées pour l'application des dalles en PRFV. La distance entre poutres a cependant été augmentée de 1,45 mètre à 1,8 mètre pour favoriser le passage des roues de camion au centre des portées et non au-dessus des poutres de supports.

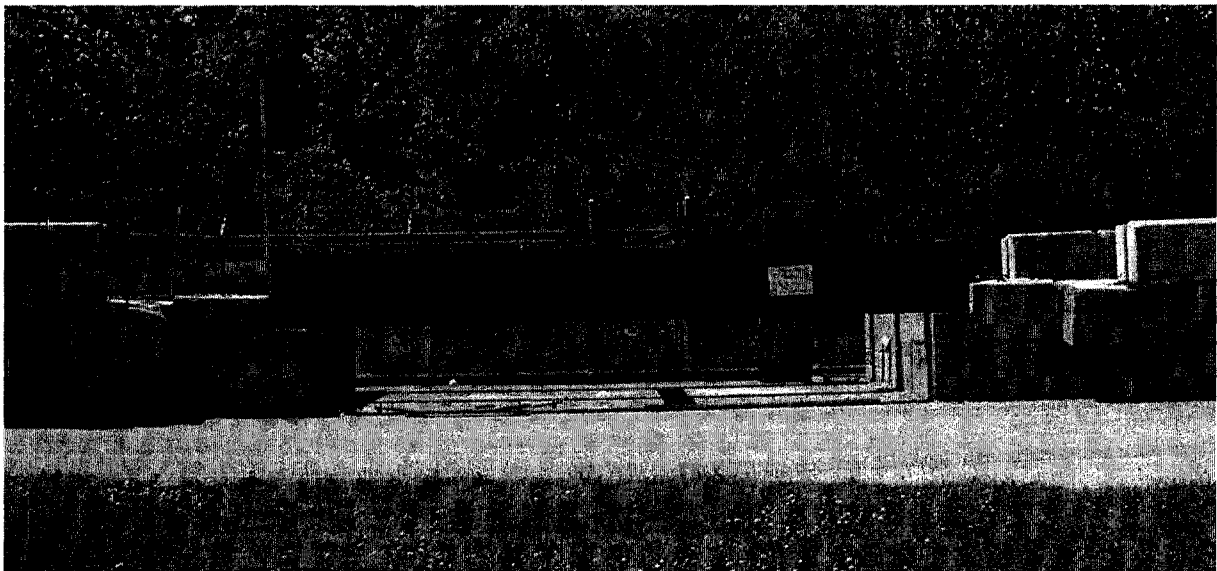


Figure 7.1 Site du projet pilote de pont expérimental sur le terrain d'une station d'approvisionnement des camions du Ministère des Transports du Québec à Sherbrooke.

La structure d'acier du pont doit être recouverte de six dalles en PRFV de dimensions de 4,2 mètres de largeur (la largeur du pont) par 1,2 mètre de longueur. Les connexions des dalles

entre elles et aux poutres de la structure doivent faire l'objet d'essais en laboratoire. Une surface de roulement doit également être développée et appliquée sur ce pont. Les dalles fabriquées pour ce pont seront une évolution des dalles évaluées au cours du présent projet. Ce projet pilote doit permettre de mettre à l'essai les dalles, les connexions et la surface de roulement dans des conditions d'utilisation contrôlées proches de celles d'un pont en service sur une voie publique.

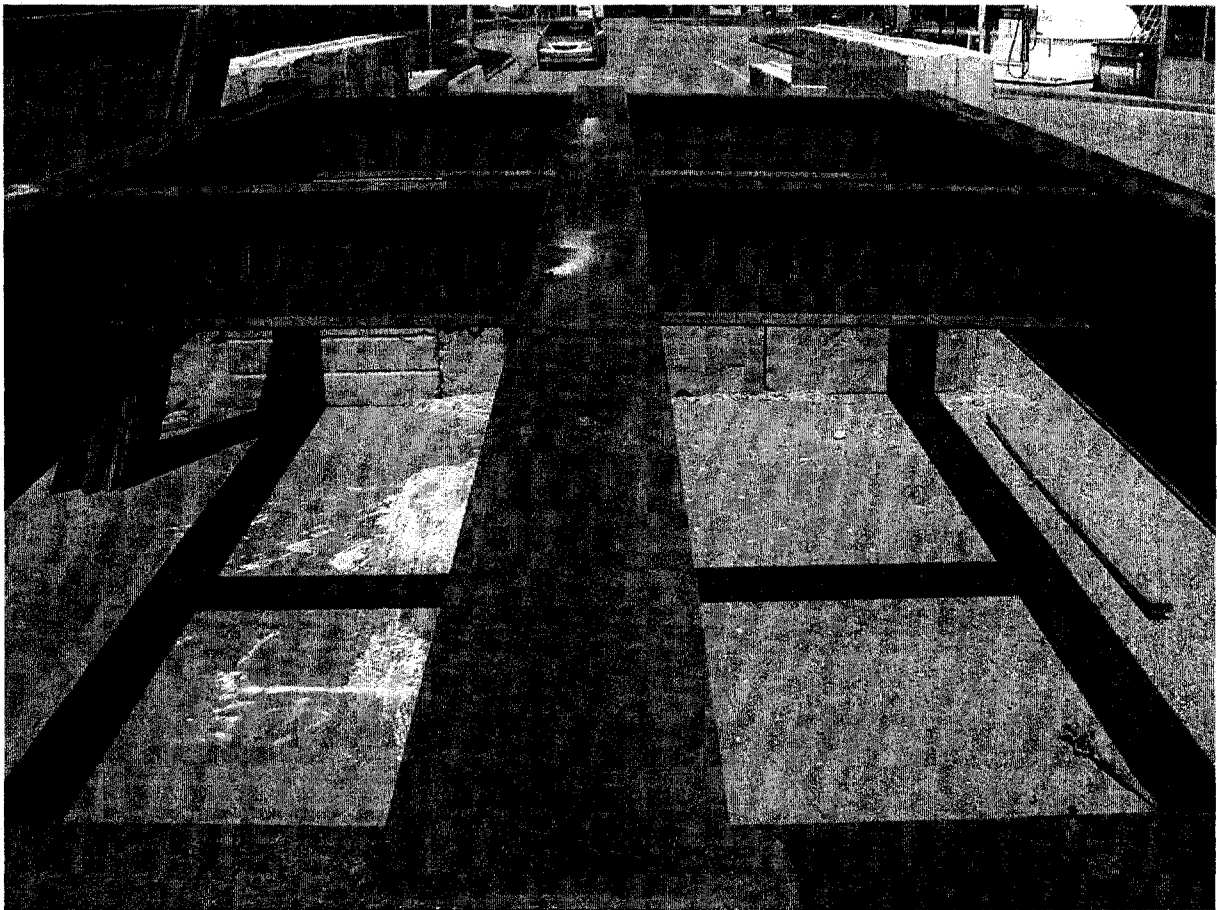


Figure 7.2 Structure d'acier du pont expérimental pour le projet pilote.

Platelage PRF - Banc d'essais

The figure consists of two main technical drawings: an Elevation view and a Plan view.

Elevation View: This drawing shows the side profile of the test bench. It is divided into three main sections: a Transition section (22000 mm) on the left, an Approche section (22000 mm) in the middle, and a final Transition section (22000 mm) on the right. The structure features a 10% slope (pente = 10%) and includes components such as the Mur en retour (Retaining Wall), Cuiée # 1 and # 2 (Slopes), Sol existant (Existing Ground), and Poutre en acier (W 760) (Steel Beam). The total length of the bench is 18000 mm, with a 600 mm gap between the PRF panels.

Plan View: This drawing shows the top-down view of the test bench. It includes a 10% slope (pente = 10%) and shows the layout of the 600 mm wide PRF panels, the 1200 mm wide steel beam, and the 1800 mm wide concrete deck. The total width of the bench is 4200 mm. The plan view also shows the location of the Diaphragme (Diaphragm) and the Poutre en acier (W 760) (Steel Beam).

Notes:

- 1- Toutes les dimensions sont approximatives (et à confirmer)
- 2- Longueur total du banc d'essai = env. 55 m (longueur du tablier à confirmer)
- 3- Cuiée = blocs de béton préfabriqués (600 x 900 x 1200 mm (2' x 3' x 4'))
= arrangement final à déterminer sur les lieux
- 4- Poutre en acier = W 760
- 5- Surface de roulement du tablier = épaisseur à confirmer (enrobé ou béton polymère)
- 6- Approches = matériau granulaire (M526 + enrobé)

Chaire CRSNG - U de Sherbrooke
(Matériaux Composites)
MTO
A.S. Composites Inc.

Platelage PRF - Banc d'essais
27 Septembre 2007

180

BIBLIOGRAPHIE

AASHTO (2002) *Standard specifications for highway bridges*, 17th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C., États-Unis.

ABAQUS (1994) *ABAQUS/standard user's manual*, Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc., Pawtucket, Rhode Island, États-Unis.

ABOUTAHA (2007) *Innovative wearing surface systems for FRP bridge decks*, Comptes rendus de la troisième conférence internationale sur la durabilité et les applications des composites en polymères renforcés de fibres (PRF) pour la construction – CDCC 2007, 22-24 mai 2007, Québec, Canada, p. 395-400.

ACI (2007) Sub-committee 440J : FRP Stay-in-place forms for concrete structures, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, États-Unis.

ACMBS-V (2008) Cinquième conférence internationale sur les matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes (ACMBS-V), 22-24 septembre 2008, Winnipeg, Manitoba, Canada, Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada.

ACMBS-IV (2004) Comptes rendus de la quatrième conférence internationale sur les matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes (ACMBS-IV), 20-23 juillet 2004, Calgary, Alberta, Canada, Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada, (CD-ROM).

ACMBS-III (2000) Comptes rendus de la troisième conférence internationale sur les matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes (ACMBS-III), 15-18 août 2000, Ottawa, Ontario, Canada, éditeurs: A.G. Razaqpur et J. Humar, Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada, 876 p.

ACMBS-II (1996) Comptes rendus de la deuxième conférence internationale sur les matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes (ACMBS-II), 11-14 août 1996, Montréal, Québec, Canada, éditeur: M.M. El-Badry, Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada, 1027 p.

ACMBS-I (1992) Comptes rendus de la première conférence internationale sur les matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes (ACMBS-I), 7-9 octobre 1992, Sherbrooke, Québec, Canada, éditeurs: K.W. Neale, P. Labossière, Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada, 705 p.

AHMAD, S.H., PLECNIK, J.M. (1989) *Transfer of Composite Technology to Design and Construction of Bridges*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., États-Unis.

- ALAMPALLI, S., KUNIN J. (2003)** *Load testing of an FRP bridge deck on a truss bridge*, Applied Composite Materials, vol. 10, n° 2, p. 85-102.
- ALAMPALLI, S., KUNIN J. (2001)** *Load testing of an FRP bridge deck on a truss bridge*, Tech. Report FHWA/NY/SR-01/137, Transportation Research and Development Bureau, New-York State Department of Transportation, State Campus, Albany, New York, États-Unis, 26 p.
- ANSYS (2007)** *ANSYS Inc.*, Canonsburg, Pennsylvanie, États-Unis.
- AREF, A., PARSONS, I.D. (1996)** *Design and analysis procedure for a novel fiber reinforced plastic bridge deck*, Advanced composite materials in bridges and structures (ACMBS-II), Canadian Society for Civil Engineering, ed. M. El-Badry, Montréal, Québec, Canada, p. 743-750.
- ASCE (2007)** Structural Composites and Plastics Committee, Construction Institute, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, États-Unis.
- ASCE (2006)** *Journal of Bridge Engineering*, SPECIAL ISSUE: Fiber Reinforced Polymer (FRP) Bridge Structures and Components, vol. 11, n° 4, p. 381-512.
- ASCE (1984)** Structural Plastics Design Manual, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice 63, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginie, États-Unis, 1176 p.
- ASTM (2000)** Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials – D3039/D3039M-00, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvanie, États-Unis.
- ASTM (2003)** Standard Test Method for Apparent Density of Rigid Cellular Plastics – D1622-03, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvanie, États-Unis.
- ASTM (2004)** Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Cellular Plastics – D1621-04a, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvanie, États-Unis.
- AZAR, W.A. (1989)** *Analytical and Experimental Evaluation of Fiber Reinforced Plastic Bridge Decks Under Fatigue Loads*, Thèse de maîtrise, Université de l'État de Californie à Long Beach, Long Beach, Californie, États-Unis, 134 p.
- BAKHT, B., AL-BAZI, G., BANTHIA, N., CHEUNG, M., ERKI, M.-A., FAORO, M., MACHIDA, A., MUFTI, A.A., NEALE, K.W., TARDOS, G. (2000)** *Canadian bridge design code provisions for fiber-reinforced structures*, Journal of composites for construction, vol. 4, n° 1, p. 3-15.
- BAKHT, B., AL-BAZI, G., BANTHIA, N., CHEUNG, M.S., ERKI, M.-A., FAORO, M., MACHIDA, A., MUFTI, A.A., NEALE, K.W., TARDOS, G. (1996)** *Design provisions for fibre reinforced structures in the Canadian highway bridge design code*, Advanced composite materials in bridges and structures (ACMBS-II), Canadian Society for Civil Engineering, ed. M. El-Badry, Montréal, Québec, Canada, p. 391-406.

- BAKIS, C.E., BANK, L.C., BROWN, V.L., COSENZA, E., DAVALOS, J.F., LESKO, J.J., MACHIDA, A., RIZKALLA, S.H., TRIANTAFILLOU, T.C. (2002)** *Fiber-reinforced polymer composites for construction --- State-of-the-Art review*, Journal of composites for construction, vol. 6, n° 2, p. 73-87.
- BALLINGER, C.A. (1992)** *Development of fiber-reinforced plastic products for the construction market --- How has and can it be done?*, Advanced composite materials in bridges and structures (ACMBS-I), Canadian Society for Civil Engineering, ed. K.W. Neale, P. Labossière, Montréal, Québec, Canada, p. 3-13.
- BÉLANGER, G (1992)** *Description et analyse des propriétés mécaniques et thermiques des structures sandwich fabriquées en matériaux composites*, Advanced composite materials in bridges and structures (ACMBS-I), Canadian Society for Civil Engineering, ed. K.W. Neale, P. Labossière, Montréal, Québec, Canada, p. 523-531.
- BENMOKRANE, B. (2007)** Discussion avec le professeur Brahim Benmokrane, membre du sous-comité S16 du Code canadien sur le calcul des ponts routiers, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
- BERTHELOT, J.-M. (1992)** *Matériaux composites – Comportement mécanique et analyse des structures*, Paris, Masson, 620 p.
- BROWN, R.T., ZUREICK, A.-H. (2001)** *Lightweight composite truss section decking*, Marine Structures, vol. 14, n° 1-2, Very large floating structures (VLFS) Part 2, p. 115-132.
- BUREAU, M.N., DENAULT, J. (2004)** *Fatigue resistance of continuous glass fiber / polypropylene composites : temperature dependance*, Polymer Composites, vol. 25, n° 6, p. 622-629.
- BURGUENOS, R., KARBHARI, V.M., SEIBLE, F., KOLOZS, R.T. (2001)** *Experimental dynamic characterization of an FRP composite bridge superstructure assembly*, Composite structures, vol. 54, n° 4, p. 427-444.
- BUSEL, J.P. (2002)** *Engineered FRP bridge decks solutions for the future*, SAMPE Journal, vol. 38, n° 5, p. 46-48.
- BUSEL, J.P., LOCKWOOD, J.D. (2000)** *Product selection guide : FRP composite application for bridge application*, première édition, chapitre 5, The Market Alliance of the Composites Industry, Harrison, New York, États-Unis.
- CDCC (2007)** *Comptes rendus de la troisième Conférence Internationale sur la Durabilité et les Applications des Composites de PRF en Construction (CDCC 2007)*, 22-24 mai 2007, Québec, Québec, Canada, éditeurs : Brahim Benmokrane, Ehab El-Salakawy, 715 p.

- CDCC (2002)** Comptes rendus de la deuxième conférence internationale sur la durabilité des composites en polymères renforcés de fibres (PRF) pour la construction (CDCC 02), 29-31 mai 2002, Montréal, Québec, Canada, éditeurs : Brahim Benmokrane, Ehab El-Salakawy, 715 p.
- CDCC (1998)** Comptes rendus de la première conférence internationale sur la durabilité des composites en polymères renforcés de fibres (PRF) pour la construction (CDCC 98), 5-7 août 1998, Sherbrooke, Québec, Canada, éditeurs : Brahim Benmokrane, Habib Rahman, 706 p.
- CHENG, L., KARBHARI, V.M. (2006)** *Fatigue Behavior of a Steel-Free FRP-Concrete Modular Bridge Deck System*, Journal of Bridge Engineering, vol. 11, n° 4, p. 474-488.
- CHENG, L., KARBHARI, V.M. (2005)** *Fatigue Behavior of a Steel-Free FRP-Concrete Modular Bridge Deck System*, Proceedings of the 50th International SAMPE Symposium and Exhibition, Long Beach, Californie, États-Unis, p. 1671-1684.
- CERF (2001)** Gap analysis for durability of fiber reinforced polymer composites in civil infrastructure, Civil Engineering Research Foundation, Washington, D.C., États-Unis, 128 p.
- COUSINS, T.E., LESKO, J.J. (2004)** *Plate and Tube Bridge Deck Evaluation in the Deck Test Bed of the Troutville, Virginia, Weigh Station*, Final contract report, Université polytechnique de Virginie, Blacksburg, Virginie, États-Unis, 18 p.
- CROCKER, H. (2002)** *Bridge deck repair and replacement*, Travail de session, Département de génie civil et géologique, Université du Manitoba, Winnipeg, Canada.
- CAN/CSA-S6-06 (2006)** *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, 10^{ème} édition, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, Canada, 800 p.
- CAN/CSA-S6-00 (2000)** *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, Canada, 772 p.
- CLARKE, J.L. (1996)** *Structural Design of Polymer Composites*, Eurocomp Design Code and Handbook, Londres, Taylor & Francis, 751 p.
- CTL GROUP (2007)** *Construction Technology Laboratories, Inc.*, Skokie, Illinois, États-Unis.
- DALY, A.F., CUNINGHAME, J.R. (2006)** *Performance of a fibre-reinforced polymer bridge deck under dynamic wheel loading*, Composites: Part A, vol. 37, n° 8, p. 1180-1188.
- DAVALOS, J.F., QIAO, P., XU, X.F., ROBINSON, J., BARTH, K.E. (2001)** *Modeling and characterization of fiber-reinforced plastic honeycomb sandwich panels for highway bridge applications*, Composite Structures, vol. 52, n° 3-4, p. 441-452.

- DELDOT (2007)** *Previous Highlight: Bridge 1-351 on Business Route 896*, Delaware Center for Transportation, Newark, Delaware, États-Unis.
- FENG, P., YE, L. (2004)** *Applications and research on fiber reinforced polymer bridge decks*, Département de génie civil, Université Tsinghua, Beijing, Chine, 10 p.
- FENG, P., YE, L.P., QU, Z. (2007)** *Experimental study on pultruded GFRP deck under sustained load*, Comptes rendus de la troisième conférence internationale sur la durabilité et les applications des composites en polymères renforcés de fibres (PRF) pour la construction – CDCC 2007, 22-24 mai 2007, Québec, Canada, p. 489-496.
- FERREIRA, J.A.M., COSTA, J.D.M., REIS, P.N.B., RICHARDSON, M.O.W. (1999)** *Analysis of fatigue and damage in glass-fibre-reinforced polypropylene composite materials*, Composites Science and Technology, vol. 59, n° 10, p. 1461-1467.
- FORTNER, B. (2001)** *Ohio bridge deck replacement advances use of FRP*, Civil engineering, vol. 71, n° 2, p. 34.
- FU, C.C., ALAYED, H., MADE, A. (2005)** *Load Test of the Fiber Reinforced Polymer (FRP) Deck on MD-24 Truss Bridge over Deer Creek*, Proceedings of the Third International Conference on Construction Material (CONMAT'05), 22-24 août 2005, Vancouver, Canada.
- GAN, L.H., YE, L., MAI, Y.-W. (1999)** *Design and evaluation of various section profiles for pultruded deck panels*, Composite structures, vol. 47, n° 1, p. 719-725.
- HARTNESS, T., HUSMAN, G., KOENIG, J., DYKSTERHOUSE, J. (2001)** *The characterization of low cost fiber reinforced thermoplastic composites produced by the DRIFT™ process*, Composites - Part A: Applied Science and Manufacturing, vol. 32, n° 8, p. 1155-1160.
- HAYES, M.D., OHANEHI, D., LESKO, J.J., COUSINS, T.E., WITCHER, D. (2000)** *Performance of tube and plate fiberglass composite bridge deck*, Journal of composites for construction, vol. 4, n° 2, p. 48-55.
- HE, Y., AREF, A.J. (2002)** *A semi-analytical procedure for simplified design of bidirectional FRP web-core sandwich bridge deck*, International Journal of Computational Engineering Science, vol. 3, n° 2, p. 129-154.
- HEAD, P.R. (1992)** *Design methods and bridge forms for the cost effective use of advanced composites in bridges*, Advanced composite materials in bridges and structures (ACMBS-I), Canadian Society for Civil Engineering, ed. K.W. Neale, P. Labossière, Montréal, Québec, Canada, p. 15-30.
- HELBLING, C.S., KARBHARI, V.M. (2002)** *Environmental durability of E-glass / vinylester composites under the combined effect of moisture, temperature and stress*, Durability of fibre reinforced polymer (FRP) composites for construction (CDCC 02), 29-31 mai 2002, Montréal, Québec, Canada, p. 247-259.

- HENRY, J. (1985)** *Deck-girder systems for highway bridges using fiber reinforced plastics*, Mémoire de maîtrise, Université de l'État de la Caroline du nord, Raleigh, Caroline du nord, Etats-Unis, 136 p.
- HOWDYSHELL, P.A., TROVILLION, J.C., GANGARAO, H.V.S., LOPEZ-ANIDO, R. (1998)** *Development and Demonstration of Advanced Design Composite Structural Components*, USACERL Technical Report 98/99, US Army Corps of Engineers Construction Engineering Research Laboratories, Champaign, Illinois, États-Unis.
- INDUSTRY NEWS (2000)** *FRP deck extends life of steel truss bridge — gains Pankow award*, *Plastics in Building Construction*, vol. 24, n° 12, p. 2-3.
- ITF (2007)** *ITF Labs*, Avensys Inc., Montreal, Québec, Canada.
- KARBHARI, V.M., CHIN, J.W., HUNSTON, D., BENMOKRANE, B., JUSKA, T., MORGAN, R., LESKO, J.J., SORATHIA, U., REYNAUD, D. (2003)** *Durability Gap Analysis for Fiber-Reinforced Polymer Composites in Civil Infrastructure*, *Journal of Composites for construction*, vol. 7, n° 3, p. 238-247.
- KARBHARI, V.M. (1996)** *Fiber reinforced composite decks for infrastructure renewal*, *Advanced composite materials in bridges and structures (ACMBS-II)*, Canadian Society for Civil Engineering, ed. M. El-Badry, Montréal, Québec, Canada, p. 759-766.
- KELLER, T. (2007)** *Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks – Status Report and Future Prospects*, *Composites Bridge Alliance Europe (COBRAE)*, Leusden, Hollande, 7 p.
- KELLER, T., HERBERT, G. (2005)** *Composite Action and Adhesive Bond between Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks and Main Girders*, *Journal of Composites for Construction*, vol. 9, n° 4, p. 360-368.
- KSC (2008)** *Crawford County, Kansas, FRP Composite Bridge Decks*, Kansas Structural Composites Inc., Russell, Kansas, États-Unis, [en ligne], [www.ksci.com/crawford.html] (consulté le 28 mars 2008).
- KUMAR, P., CHANDRASHEKHARA, K., NANNI, A. (2003)** *Structural performance of a FRP bridge deck*, *Construction and Building Materials*, vol. 18, n° 1, p. 35-47.
- KUMAR, P., CHANDRASHEKHARA, K., NANNI, A. (2004)** *Structural performance of a FRP bridge deck*, *Construction and Building Materials*, vol. 18, n° 1, p. 35-47.
- LAOSIRIPHONG, K., GANGARAO, H.V.S., PRACHASAREE, W., SHEKAR, V. (2006)** *Theoretical and Experimental Analysis of GFRP Bridge Deck under Temperature Gradient*, *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 11, n° 4, P. 507–512.
- LEDEVOIR (2003)** *Édition du 10 décembre 2003*, Montréal, Québec, Canada.
- MARCH, G. (2005)** *Applying appropriate composites technology*, *Reinforced Plastics*, vol. 49, no. 9, p 22-29.

- MATTHEWS, F.L. (1987)** *Joining fibre-reinforced plastics*, New York, 1^{ère} édition, Elsevier Applied Science Publishers LTD, 319 p.
- MATWEB (2007)** *Automation Creations Inc. (ACI)*, Blacksburg, Virginie, Etats-Unis.
- MMC (2002)** *DuraSpan Fiber-Reinforced Polymer Bridge Deck Systems*, Martin Marietta Composites, Raleigh, Caroline du Nord, États-Unis.
- MOON, F.L., ECKEL, D.A., GILLESPIE, J.W. (2002)** *Shear Stud Connections for the Development of Composite Action between Steel Girders and Fiber-Reinforced Polymer Bridge Decks*, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, n° 6, p. 762-770.
- MTQ (2003)** *Chapitre 9 : ouvrages en bois*, Document fourni par le Ministère des Transports du Québec, Division des structures, Québec, Québec, Canada, 14 p.
- MUFTI, A.A., ERKI, M.-A., JAEGER, L.G. (1991)** *Advanced composite materials with application to bridges*, Montréal, 1^{ère} édition, The Canadian society for civil engineering, p. 297.
- NYSTROM, H., WATKINS, S., NANNI, A., STONE, D.K. (2002)** *Laboratory and field testing of FRP composite bridge decks and FRP-reinforced concrete bridge*, Rapport final pour les contrats RI00-021 et RI00-031, Center for Infrastructure Engineering Studies, Université de Missouri-Rolla, Rolla, Missouri, Etats-Unis, 212 p.
- NYSTROM, H.E., WATKINS, S.E., NANNI, A., MURRAY, S. (2003)** *Financial Viability of Fiber-Reinforced Polymer FRP Bridges*, Journal of management in engineering, vol. 19, n° 1, p. 2-8.
- PLECNIK, J.M., AZAR, W.A. (1991)** *International encyclopedia of composites – Volume 6*, New York, John Wiley & Sons, Inc., ed. Stuart M. Lee, p. 430-445.
- PLUNKETT, J.D. (1997)** *Fiber-reinforced polymer honeycomb short span bridge for rapid installation*, IDEA Project Final Report, Contract NCHRP-96-IDO30, Transportation Research Board, Washington, D.C., États-Unis, 28 p.
- PRACHASAREE, W., GANGARAO, H.V.S., SHEKAR, V. (2006)** *Performance Evaluation of FRP Bridge Deck Component under Torsion*, Journal of Bridge Engineering, vol. 11, n° 4, p.430-442.
- REINFORCED PLASTICS (2001a)** *FRP bridge demonstrated*, Reinforced Plastics, vol. 45, n° 7-8, p. 6.
- REINFORCED PLASTICS (2001b)** *Ohio opts for FRP bridge decks*, Reinforced Plastics, vol. 46, n° 12, p. 13.

- REISING, R.M.W., SHAHROOZ, B.M., HUNT, V.J., NEUMANN, A.R., HELMICKI, A.J., HASTAK, M. (2004)** *Close Look at Construction Issues and Performance of Four Fiber-Reinforced Polymer Composite Bridge Decks*, Journal of Composites for Construction, vol. 8, n° 1, p. 33-42.
- ROBERT, M., ROY, R., BENMOKRANE, B. (2007)** Durability of glass fiber reinforced polypropylene thermoplastic laminates subjected to moisture and temperature, Comptes rendus de la troisième conférence internationale sur la durabilité et les applications des composites en polymères renforcés de fibres (PRF) pour la construction – CDCC 2007, 22-24 mai 2007, Québec, Canada, p. 505-514.
- ROBERT, M. (2006)** *Durabilité du composite polymérique de polypropylène renforcé de fibres de verre*, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 105 p.
- ROY, R., BENMOKRANE, B. (2008)** *Structural performance of thermoplastic composite bridge deck slabs under static and cyclic loads*, ASCE journal of composites for construction (en rédaction).
- ROY, R. (2003)** *Report on a wood bridge testing site visit in St-Patrice-de-Beaurivage, Québec on Thursday October 24th 2003*, Chaire de recherche sur les matériaux composites novateurs en PRF pour les infrastructures, Université de Sherbrooke, département de génie civil.
- SCALZI, J.B. (2000)** *Will FRP composites ever change bridge engineering?*, Concrete International - Design and Construction, vol. 22, n° 4, p. 56-58.
- SEALREZ (2007)** *Sealrez Inc.*, St-Eustache, Québec, Canada.
- SEIBLE, F. (1996)** *Advanced composites materials for bridges in the 21st century*, Advanced composite materials in bridges and structures (ACMBS-II), Canadian Society for Civil Engineering, ed. M. El-Badry, Montréal, Québec, Canada, p. 17-30.
- SHEHATA, E., MUFTI, A. (2007)** *Development of a glass-fiber-reinforced-polymer bridge deck system*, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 34, no 3, p 453-462.
- SHEN, Y., XU, M., CHANDRASHEKHARA, K., NANNI, A. (2002)** *Finite element analysis of FRP tube assemblies for bridge decks*, Advanced Composite Maters, vol. 11, n° 2, p. 151-169.
- SOTELINO, E.D., TENG, M.-H. (2001)** *Strengthening of deteriorating decks of highway bridges in Indiana using FRPC*, Rapport technique FHWA/IN/JTRP-2001/15, Joint Transportation Research Program, Université Purdue, West Lafayette, Indiana, États-Unis.
- STONE, D., NANNI, A., MYERS, J. (2001)** *Field and Laboratory Performance of FRP Bridge Panels*, Proceedings of the International Conference on Composites in Construction (CCC 2001), 10-12 octobre 2001, Porto, Portugal, p. 701-706.

- SUTHIWARAPIRAK, P., MATSUMOTO, T. (2006)** *Fatigue Analysis of RC Slabs and Repaired RC Slabs Based on Crack Bridging Degradation Concept*, Journal of Structural Engineering, Vol. 132, n° 6, p. 939-948.
- TEMELES, A.B. (2001)** *Field and Laboratory Tests of a Proposed Bridge Deck Panel Fabricated from Pultruded Fiber-Reinforced Polymer Components*, Thèse de maîtrise, Université polytechnique de Virginie, Blacksburg, Virginie, États-Unis, 118 p.
- TWINTEx (2007)** *Saint-Gobain Vetrotex International*, Chambéry, France.
- UDIN, N., ABDUL MOEED, A., UDAY, V. (2006)** *Design and manufacturing of low cost thermoplastic composite bridge superstructure*, Proceedings of the Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2006), 13-15 décembre 2006, Miami, Floride, États-Unis, p. 223-226.
- VAIDYA, U.K., SAMALOT, F., PILLAY, S., JANOWSKI, G.M., HUSMAN, G., GLEICH, K. (2004)** *Design and manufacture of woven reinforced glass/polypropylene composites for mass transit floor structure*, Journal of Composite Materials, vol. 38, no 21, p. 1949-1972.
- WATTANADECHACHAN, P., ABOUTAHA, R., HAG-ELSAFI, O., ALAMPALLI, S. (2006)** *Thermal Compatibility and Durability of Wearing Surfaces on GFRP Bridge Decks*, Journal of Bridge Engineering, Vol. 11, n° 4, pp. 465-473.
- WILLIAMS, B., SHEHATA, E., RIZKALLA, S.H. (2003)** *Filament-wound glass fiber reinforced polymer bridge deck modules*, Journal of composites for construction, vol. 7, n° 3, p. 266-273.
- ZHANG, Y., CAI, C.S., SHI, X., Wang, C. (2006)** *Vehicle-induced dynamic performance of FRP versus concrete slab bridge*, Journal of Bridge Engineering, vol. 11, n° 4, p. 410-419.
- ZHOU, A. (2002)** *Stiffness and strength of fiber reinforced polymer composite bridge deck systems*, Thèse de doctorat en génie mécanique, Université polytechnique de Virginie, Blacksburg, Virginie, États-Unis, 234 p.
- ZUREICK, A.-H., SHIH, B., MUNLEY, E. (1995)** *Fiber-Reinforced Polymeric Decks*, Structural Engineering Review, vol. 7, no 3, p.257-266.

ANNEXE A

PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DES MATÉRIAUX

A.1 Propriétés du PRF selon Saint-Gobain Vetrotex

Résultats d'essais sur plaques de Twintex® moulées en compression à 450 kPa		
% verre massique nominal	60%	
Masse surfacique	1527g./m ²	
Épaisseur des plaques	4 ou 6 mm (1mm par tissu)	
Disposition du tissu	10 mailles/po. X 5mailles doubles/po.	
Type de tissage	Tissage équilibré 2 X 2 (TPEAT4460K)	
	moyenne	écart-type
Résistance en tension		
Direction 1	287,62 MPa	30,35 MPa
Direction 2	265,86 MPa	24,14 MPa
Module en tension		
Direction 1	13,79 GPa	0,14 GPa
Direction 2	12,97 GPa	0,69 GPa
Coefficient de Poisson		
Direction 1 (ν_{12})	0,1	0,01
Direction 2 (ν_{21})	0,12	0,00
Résistance en compression		
Direction 1	154,50 MPa	17,93 MPa
Direction 2	151,05 MPa	13,79 MPa
Module en compression		
Direction 1	15,86 GPa	1,38 GPa
Direction 2	15,17 GPa	0,46 GPa
Résistance en cisaillement		
Biaxial (τ_{12})	18,83 MPa	1,52 MPa
Biaxial (τ_{21})	17,80 MPa	0,69 MPa
Sur l'épaisseur (τ_{13})	13,66 MPa	0,97 MPa
Sur l'épaisseur (τ_{23})	12,14 MPa	0,97 MPa
Module en cisaillement		
Biaxial (G_{12})	1,72 GPa	0,21 GPa
Biaxial (G_{21})	1,59 GPa	0,21 GPa
Sur l'épaisseur (G_{13})	1,79 GPa	0,14 GPa
Sur l'épaisseur (G_{23})	1,66 GPa	0,76 GPa
Interaction Tsai-Wu		
Biaxial (F_{12})	-1,00E-09 MPa ⁻²	1,69E-11 MPa ⁻²
Coefficient d'expansion thermique		
Direction 1	5,44E-06 m./m./°C	4,69E-07 m./m./°C
Direction 2	6,28E-06 m./m./°C	2,69E-07 m./m./°C
Sur l'épaisseur	1,078E-06T+7,478E-05 m./m./°C	

Caractéristiques et propriétés statistiques de production du Twintex®					
% verre massique nominal			60%		
Masse surfacique			1527g./m²		
Épaisseur nominale du tissu moulé			1mm		
Disposition du tissu			10 mailles/po. X 5mailles doubles/po.		
Type de tissage			tissage balancé 2 X 2		
Résistance en tension (ASTM D638-96)					
	nombre de spécimens	valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
Direction 1	340	330 MPa	16 MPa	354 MPa	257 MPa
Direction 2	340	314 MPa	17 MPa	345 MPa	266 MPa
Résistance en flexion (ASTM D790-96)					
	nombre de spécimens	valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
Direction 1	340	272 MPa	14 MPa	323 MPa	234 MPa
Direction 2	340	253 MPa	12 MPa	280 MPa	232 MPa
Module tangentiel en flexion (ASTM D790-96)					
	nombre de spécimens	valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
Direction 1	310	11,97 GPa	0,491 GPa	13,48 GPa	10,75 GPa
Direction 2	310	11,18 GPa	0,542 GPa	12,90 GPa	9,58 GPa
Module sécant en flexion (ASTM D790-96)					
	nombre de spécimens	Valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
Direction 1	30	11,68 GPa	1,08 GPa	12,86 GPa	10,26 GPa
Direction 2	30	10,83 GPa	0,372 GPa	11,34 GPa	10,27 GPa
Résistance en compression (ASTM D695-96)					
	nombre de spécimens	Valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
Direction 1	30	133 MPa	7 MPa	143 MPa	127 MPa
Direction 2	30	122 MPa	18 MPa	147 MPa	93 MPa
Énergie maximale d'impact multiaxial (ASTM D3763-95)					
	nombre de spécimens	valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
À 2,2 m./sec.	340	44,5 J	3,1 J	50,3 J	35,7 J
À 6,7 m./sec.	30	45,5 J	2,1 J	48,4 J	43,0 J
Énergie d'impact Izod (ASTM D256-93)					
	nombre de spécimens	valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
Direction 1	30	1512 J/m.	446 J/m.	1764 J/m.	720 J/m.
Direction 2	30	1593 J/m.	461 J/m.	1860 J/m.	775 J/m.
Température de déflexion sous chaleur «HDT» (ASTM D648-96)					
	nombre de spécimens	valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
Direction 1	340	156,0 °C	1,3 °C	158,0 °C	152,0 °C
Direction 2	340	155,2 °C	1,4 °C	158,0 °C	150,0 °C
Température de fusion (DSC)					
	nombre de spécimens	valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
	6	161 °C	0 °C	161 °C	161 °C
Densité (ASTM D792-91)					
	nombre de spécimens	valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
	204	1,5 g./cm³	0,0 g./cm³	1,5 g./cm³	1,5 g./cm³
Contenu en verre (GM-9077-P)					
	nombre de spécimens	valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
	136	61,0%	0,6%	62,6%	59,0%
Dureté «Shore D» (ASTM D2240-97)					
	nombre de spécimens	valeur moyenne	écart type	maximum	minimum
	18	76,7	3,2	80,3	73,3

Un module de rigidité sur l'épaisseur est estimé par celui du polypropylène. Ces propriétés sont affichées par le fabricant :

$$\rho_c = 1,5 \text{ g./cc} \quad V_f = 35\% \quad \rho_f = 2,55 \text{ g./cc}$$

Par calcul :

$$\rho_m = \frac{\rho_c - \rho_f V_f}{(1 - V_f)} = 0,9346 \text{ g./cc}$$

La banque de données matweb [MATWEB, 2007] donne les propriétés d'un polypropylène de grade fibre (*Polypropylene, Fiber Grade*): le module en tension est donné entre 1,45 — 1,79 GPa pour une densité variant entre 0,905 — 0,909 g/cc. Considérant la densité estimée à 0,9346 g./cc, la valeur de 1,79 GPa est retenue comme valeur du module E_3 .

A.2 Résultats d'essais sur le PRF du prototype 1

Date: 20 juin 2005

Matériau: Twintex (noir) Vf=35%.

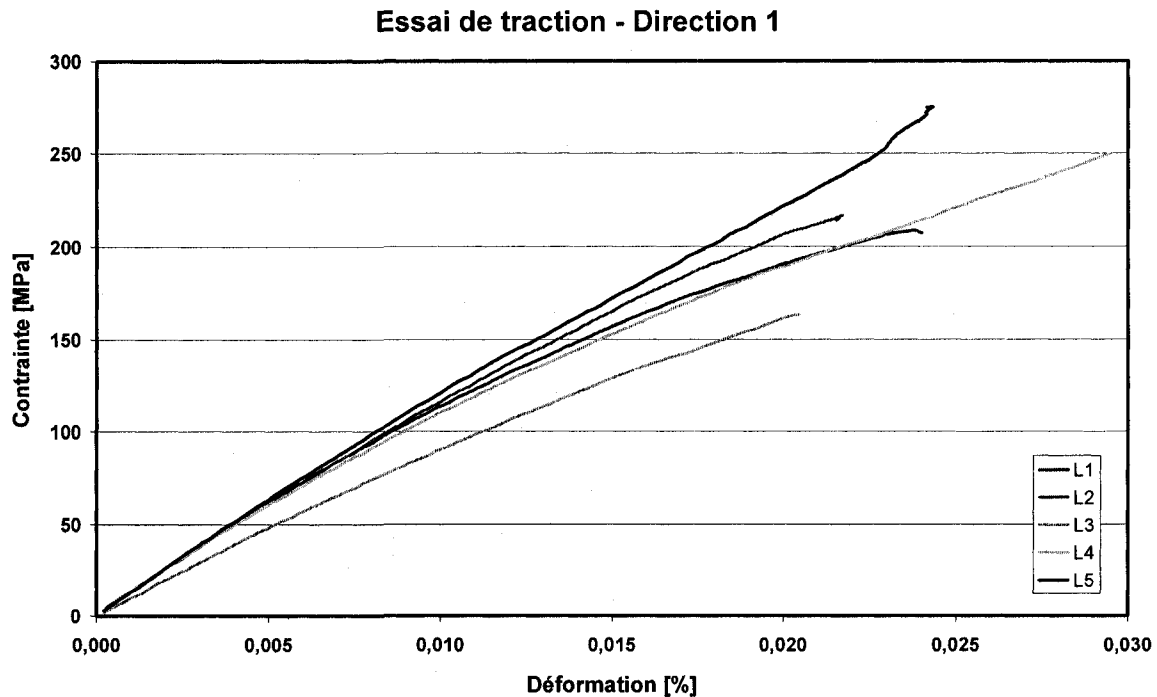
Fabrication: moulage sous vide au four.

Appareil d'essai: machine de traction MTS avec extensomètre.

Vitesse d'avance: 2mm/min.

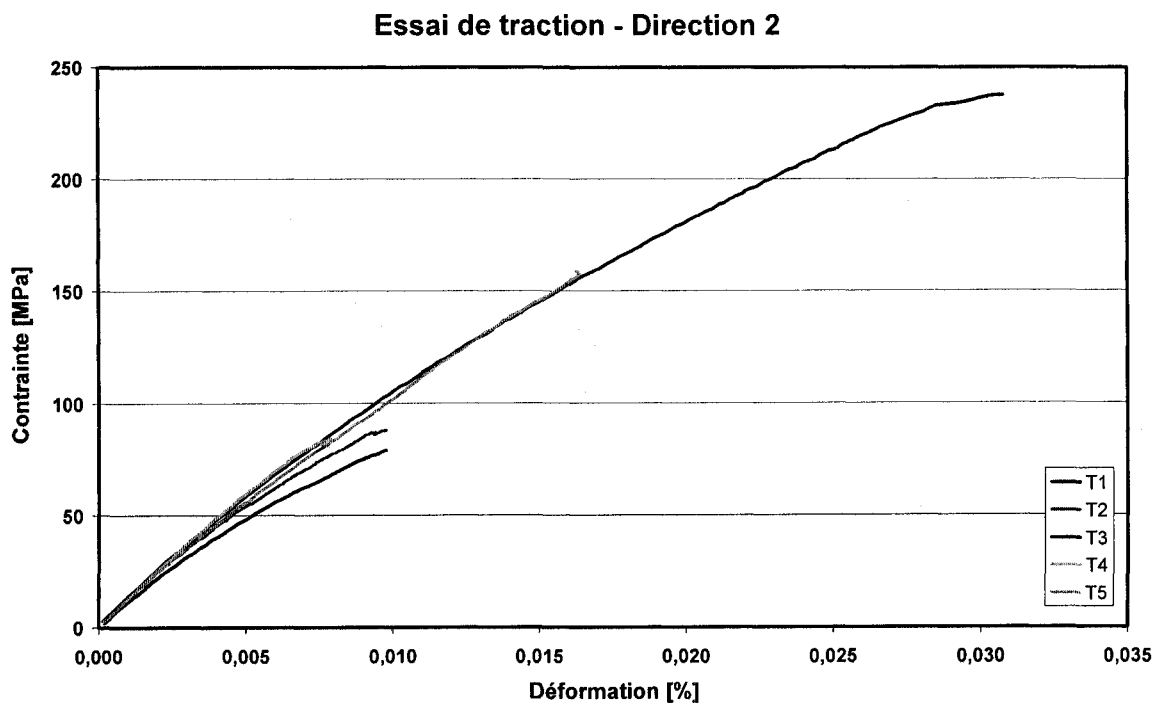
Zones d'encrage (tab): aucune addition ou avec papier sablé.

Résultats d'essais de tension (ASTM D3039) selon la direction 1 (Warp-L)						
Échantillon	Module de Young	Contrainte ultime	Failure Type	Failure Area	Failure Location	Gripping Material
L1	12,66	207,80	Lateral	At Grip	Top	Nothing
L2	12,06	215,70	Lateral	At Grip	Bottom	Nothing
L3	9,96	162,84	Lateral	At Grip	Top	Sand Paper
L4	12,21	248,13	Angled	<1 W From Grip	Top	Sand Paper
L5	13,06	273,67	Angled	<1 W From Grip	Bottom	Sand Paper
Moyenne	12,50	236,33				
Écart-type	0,46	30,40				



Courbes contrainte/déformation du PRF du prototype 1 en tension dans la direction 1

Résultats d'essais de tension (ASTM D3039) selon la direction 2 (Weft-T)						
Échantillon	Module de Young	Contrainte ultime	Failure Type	Failure Area	Failure Location	Gripping Material
T1	11,65	235,98	Angled	<1 W from grip	Bottom-Middle	Sand Paper
T2	11,00	87,75	Lateral	Gage	Middle	Sand Paper
T3	10,06	78,97	Lateral	At Grip	Bottom	Sand Paper
T4	12,19	84,53	Lateral	Gage	Middle	Sand Paper
T5	11,23	158,10	Lateral	Gage	Middle	Sand Paper
Moyenne	11,23	197,04				
Écart-type	0,79	27,53				



Courbes contrainte/déformation du PRF du prototype 1 en tension dans la direction 2

Date: 20 septembre 2005.

Matériau: Twintex(noir) Vf=35%.

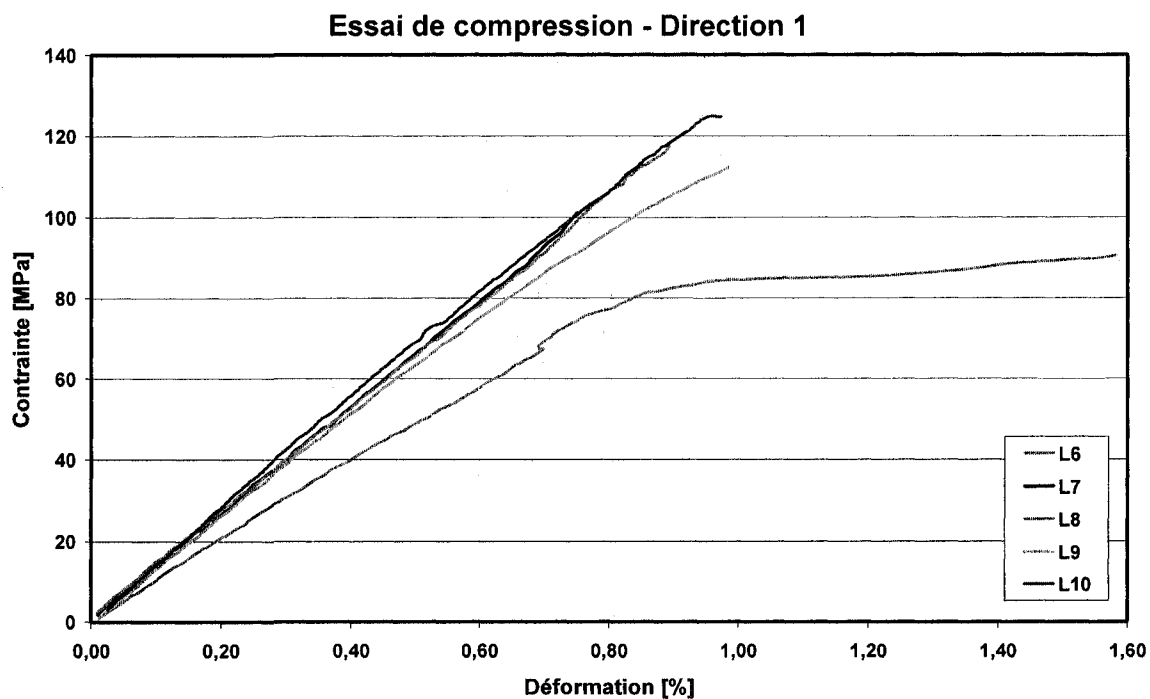
Fabrication: moulage sous vide au four.

Appareil d'essai: machine de traction MTS avec guide antiflambage et extensomètre.

Vitesse de déplacement: 2mm/min.

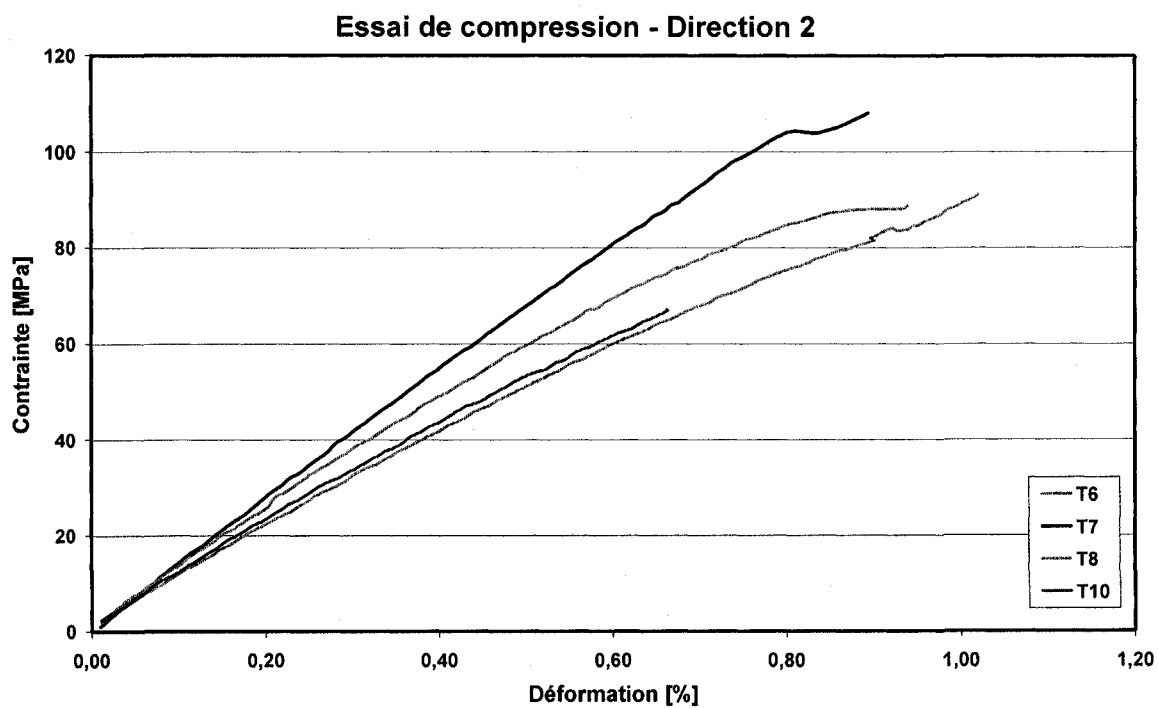
Zones d'encrage (tab): aucune addition.

Résultats d'essais de compression selon la direction 1 (Warp-L)		
Échantillon	Module de Young	Contrainte ultime
L6	10,19	90,36
L7	12,68	100,99
L8	12,44	117,16
L9	12,88	112,12
L10	13,72	124,76
Moyenne	12,38	109,08
Écart type	1,32	13,57



Courbes contrainte/déformation du PRF du prototype 1 en compression dans la direction 1

Résultats d'essais de compression selon la direction 2 (Weft-T)		
Échantillon	Module de Young	Contrainte ultime
T6	10,16	90,81
T7	13,60	107,82
T8	12,11	88,62
T10	10,61	67,01
Moyenne	11,62	95,75
Écart type	1,56	10,51



Courbes contrainte/déformation du PRF du prototype 1 en compression dans la direction 2

A.3 Résultats d'essais sur le PRF du prototype 2

Date: 26 juin 2007

Materiau: Twintex (blanc) Vf=35%.

Fabrication: moulage en continu par pressage entre rouleaux.

Appareil d'essai: machine de traction MTS avec extensomètre.

Vitesse d'avance: 2mm/min.

Zones d'encrage (tab): aucune addition.

Résultats d'essais de tension (ASTM D3039) selon la direction 1 (Warp-L)		
Échantillon	Module de Young	Contrainte ultime
0A	11,24	193,89
0C	12,38	192,64
0D	11,58	205,38
0E	11,50	216,35
0M	11,74	183,76
Moyenne	11,69	198,40
Écart-type	0,43	12,64

Résultats d'essais de tension (ASTM D3039) selon la direction 2 (Weft-T)		
Échantillon	Module de Young	Contrainte ultime
9A	11,24	204,97
9B	13,24	184,41
9C	11,86	161,04
9D	12,83	207,61
9E	11,10	218,25
Moyenne	12,05	195,26
Écart-type	0,95	22,72

Résultats d'essais de tension (ASTM D3039) selon la direction 1-2 (45°)*		
Échantillon	Module de Young	Contrainte ultime
4A	2,04	56,04
4B	2,48	78,40
4C	3,00	65,17
4D	2,28	73,96
4E	2,64	67,01
Moyenne	2,49	68,12
Écart-type	0,37	8,60

* : Vitesse de déplacement: 10mm/min.

Date: 27 juin 2007.

Matériau: Twintex(bleu) Vf=35%.

Fabrication: moulage en continu par pressage entre rouleaux.

Appareil d'essai: machine de traction MTS avec guide antifriction et extensomètre.

Vitesse de déplacement: 2mm/min.

Zones d'encrage (tab): aucune adition.

Résultats d'essais de compression selon la direction 1 (Warp-L)		
Échantillon	Module de Young	Contrainte ultime
0F	10,51	86,56
0G	12,29	78,77
0H	11,96	72,38
0I	12,22	71,95
0J	10,68	73,22
Moyenne	11,53	76,58
Écart type	0,87	6,22

Résultats d'essais de compression selon la direction 2 (Weft-T)		
Échantillon	Module de Young	Contrainte ultime
9F	12,96	87,79
9G	11,30	81,32
9H	12,32	89,51
9I	11,91	89,75
9J	12,93	90,37
9L	11,09	79,22
Moyenne	12,09	86,33
Écart type	0,80	4,82

Résultats d'essais de compression selon la direction 1-2 (45°)*		
Échantillon	Module de Young	Contrainte ultime
4G	2,46	28,49
4H	2,39	28,22
4I	2,63	30,72
4J	2,26	29,72
4K	2,20	30,29
Moyenne	2,39	29,49
Écart type	0,17	1,10

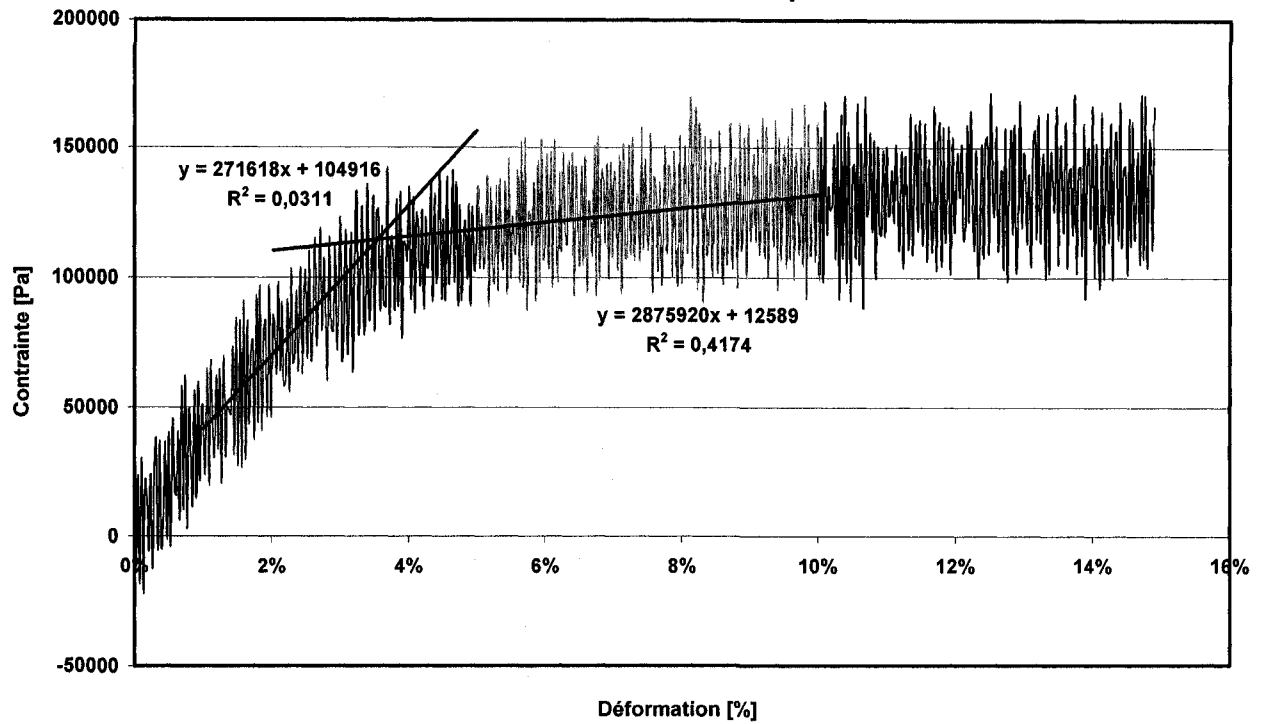
* : Vitesse de déplacement: 10mm/min.

A.4 Propriétés de la mousse polyuréthane

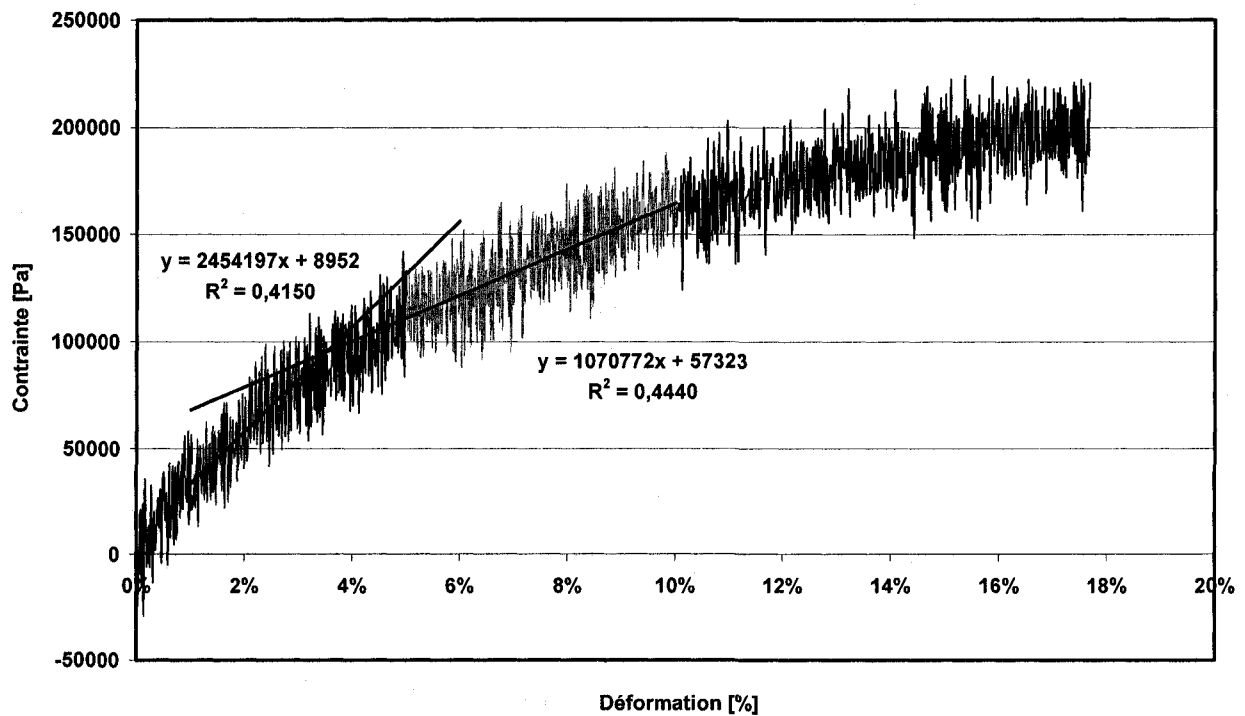
Dimensions et mesures de densité des spécimens de mousse polyuréthane							
Balance : <i>Mettler Toledo At200</i> , lecture à 0,1mg.							
Appareil de mesure : pied à coulisse <i>Mitutoyo 0-12"</i> à cadrant.							
Spécimen	L1 [po.]	L2 [po.]	L3 [po.]	Volume [ft. ³]	masse [lb.]	Densité [lb./ft. ³]	Densité moyenne
1A	1,238	1,231	1,236	0,001090	0,003793	3,48	3,75
1B	1,410	1,405	1,394	0,001598	0,006365	3,98	
1C	1,645	1,633	1,623	0,002523	0,009581	3,80	
2A	1,900	1,909	1,912	0,004013	0,013985	3,48	3,56
2B	2,106	2,030	2,063	0,005104	0,017055	3,34	
2C	2,106	2,100	2,103	0,005382	0,021434	3,98	
2D	2,332	2,315	2,340	0,007311	0,025880	3,54	
2E	2,514	2,552	2,564	0,009520	0,036785	3,86	

Résultats d'essais de compression sur la mousse polyuréthane									
Appareil de traction/compression MTS 810 <i>Material Test System</i>									
Mâchoires MTS 647 <i>Hydraulic Wedge Grip</i>									
Système d'acquisition de données MTS <i>Flextest SE</i>									
Extensomètre MTS 634.12E-24									
Vitesse de déplacement: 1mm/min.									
Spécimen	Module [MPa]	Moyenne [MPa]	Écart-type	Limite élastique [kPa]	Moyenne [kPa]	Écart-type	Déformation à la limite élastique	Moyenne	Écart-type
1A	2,88	2,23	0,788	114,5	89,2	28,6	3,55%	3,64%	0,20%
1B	2,45			94,8			3,50%		
1C	1,35			58,2			3,87%		
2A	9,20	8,53	1,658	205,4	210,9	16,6	2,35%	2,73%	0,49%
2B	9,04			220,3			2,49%		
2C	3,98			170,8			4,45%		
2D	9,79			227,6			2,65%		
2E	6,09			190,1			3,45%		

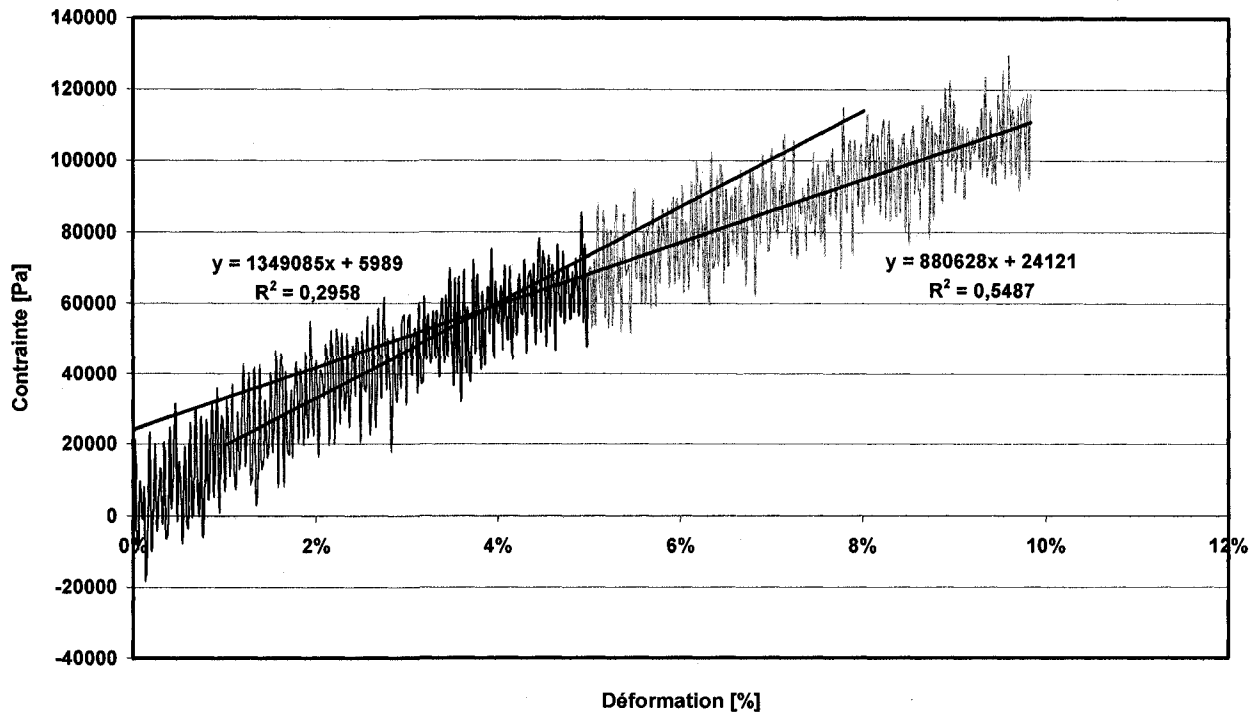
Essai de compression mousse - Spécimen 1A



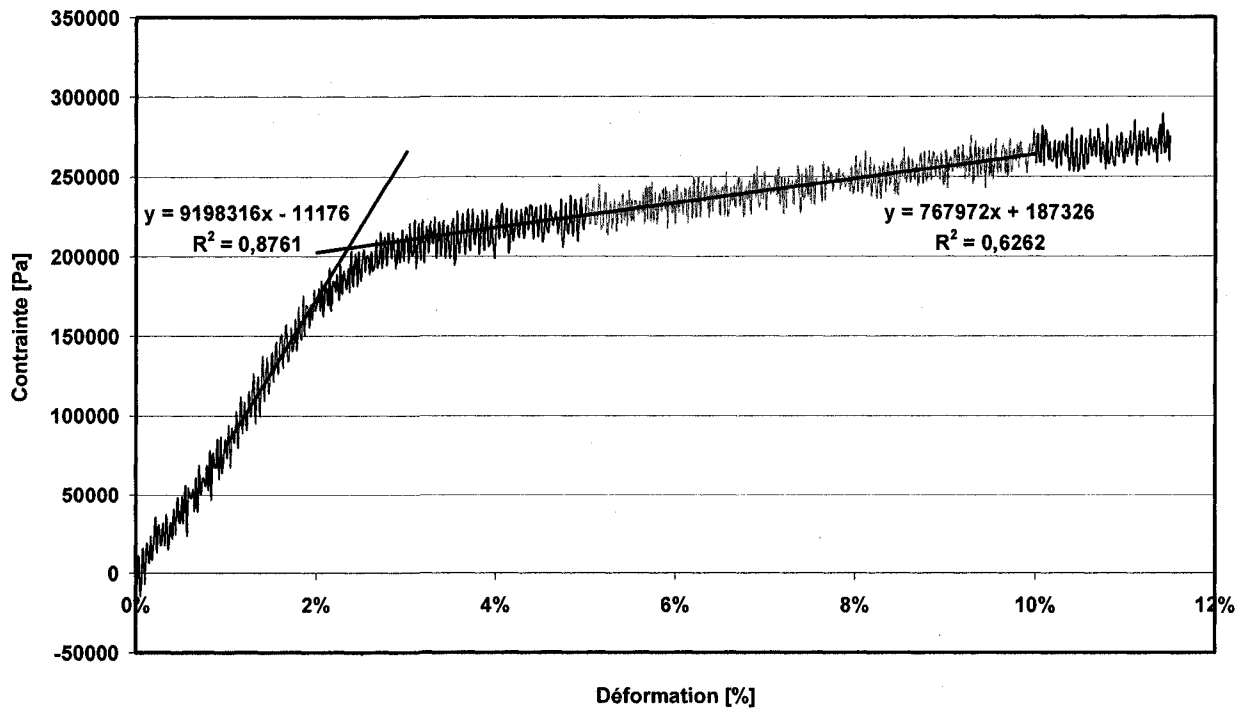
Essai de compression mousse - Spécimen 1B



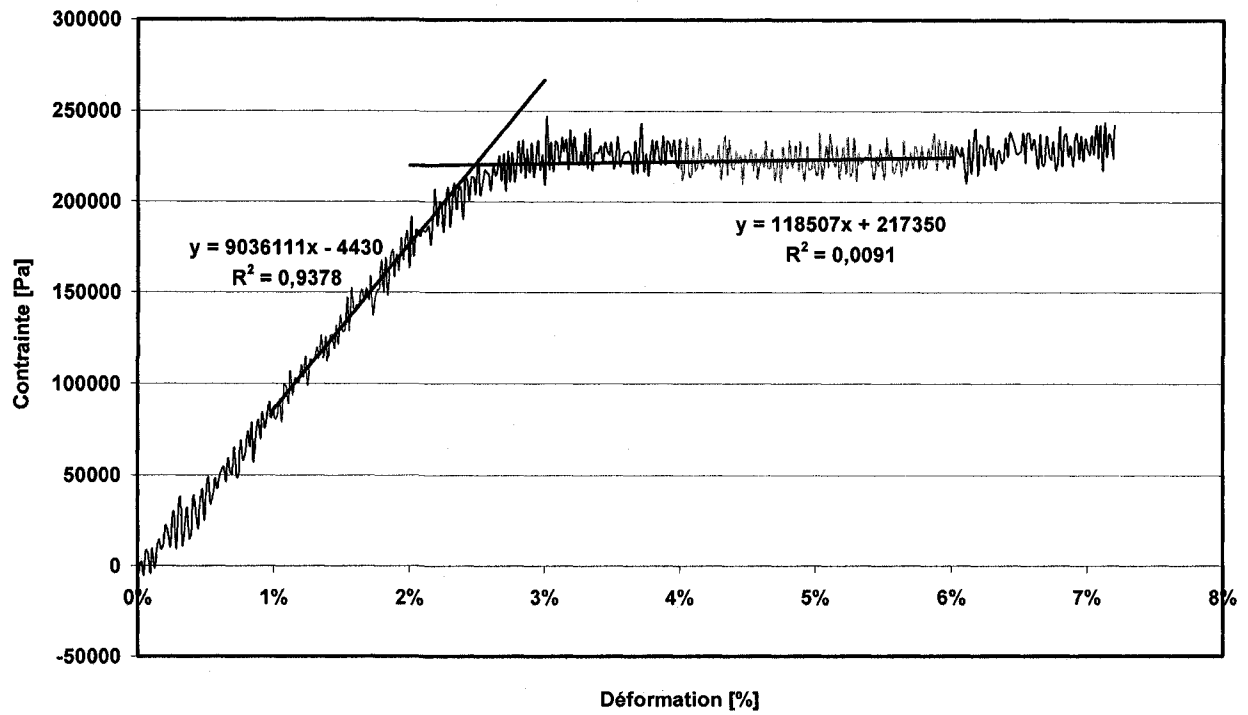
Essai de compression mousse - Spécimen 1C



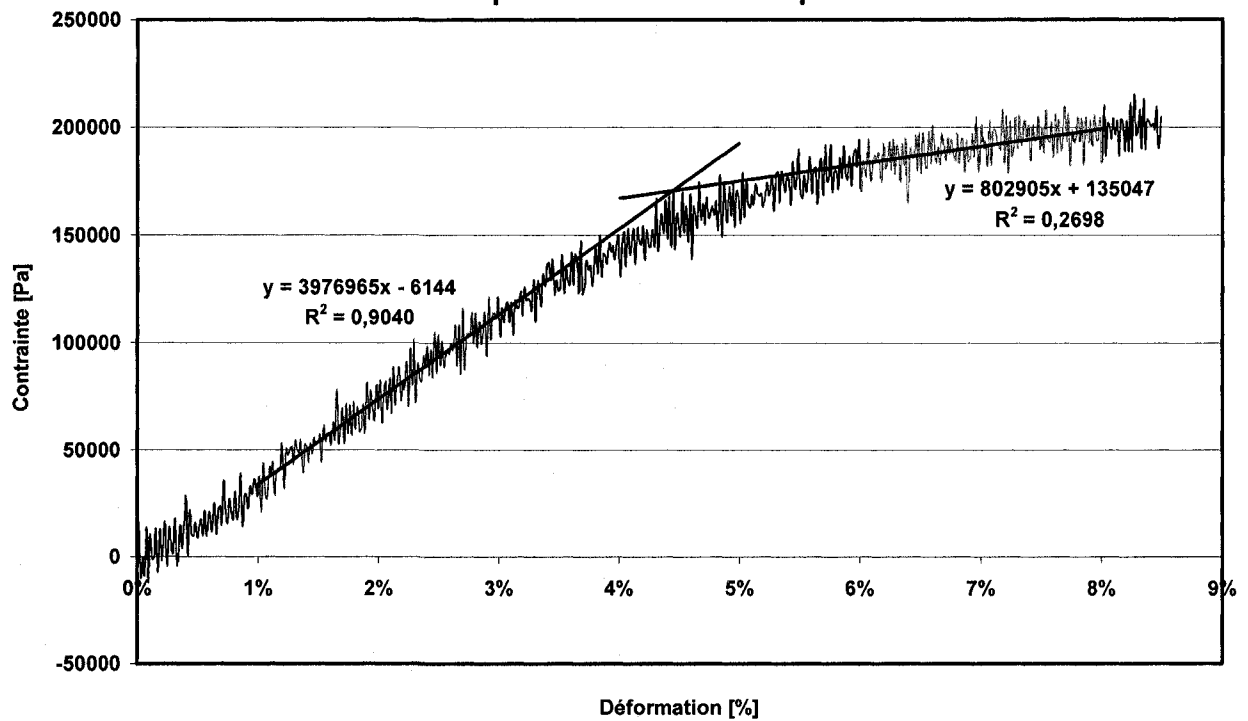
Essai de compression mousse - Spécimen 2A



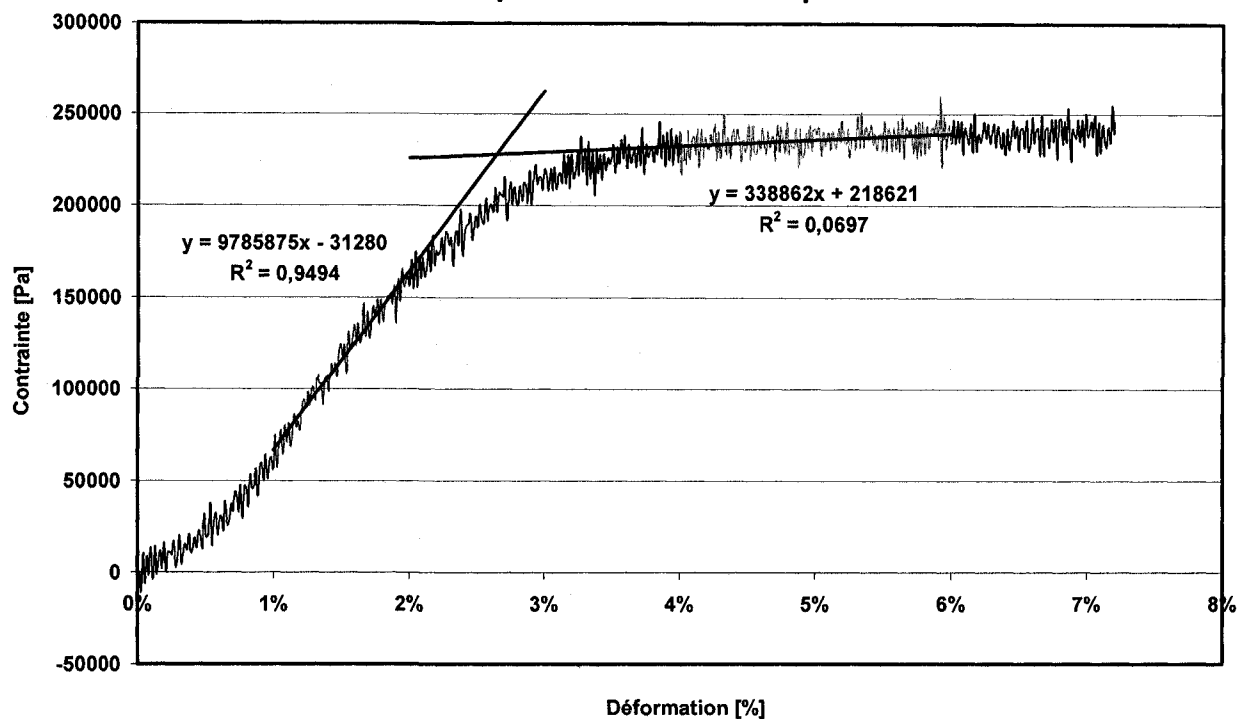
Essai de compression mousse - Spécimen 2B



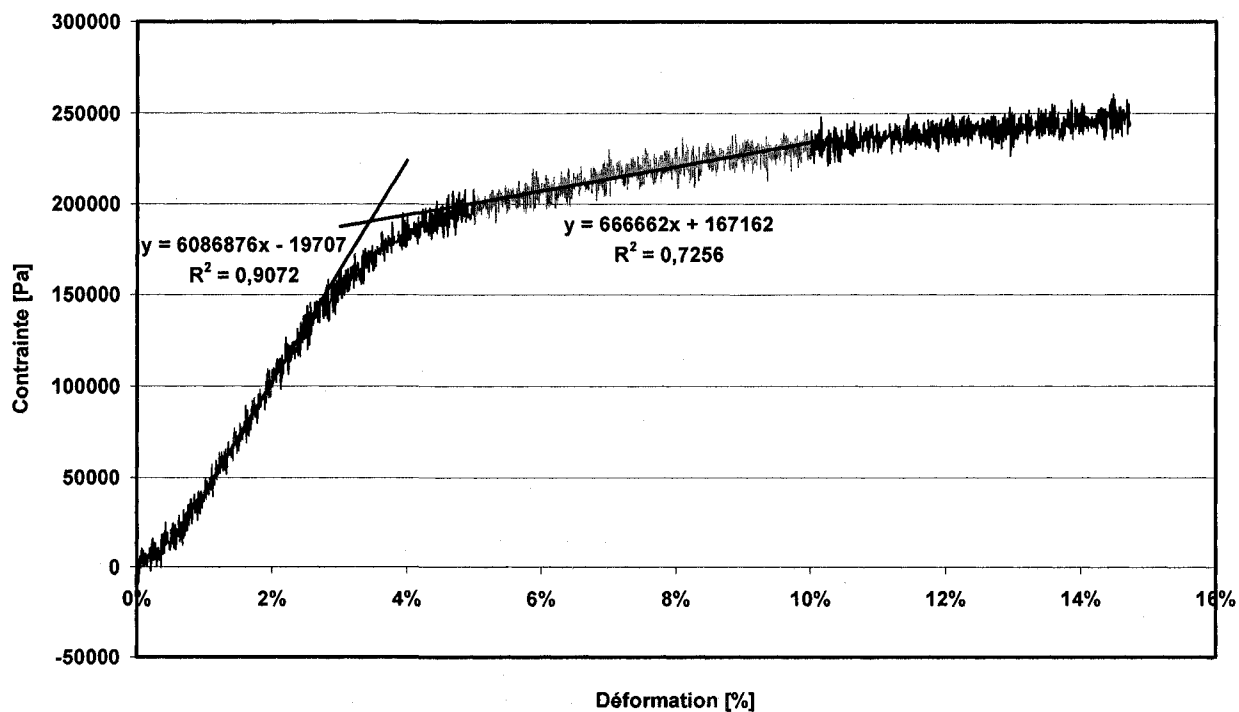
Essai de compression mousse - Spécimen 2C



Essai de compression mousse - Spécimen 2D



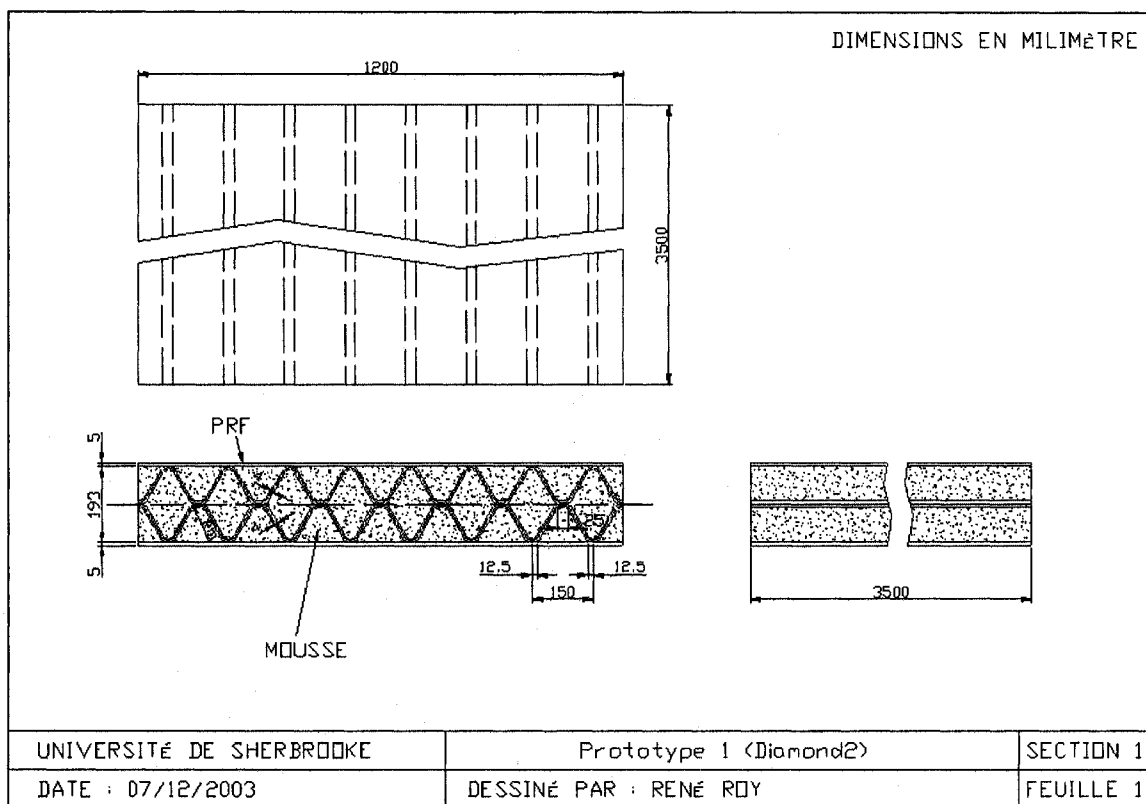
Essai de compression mousse - Spécimen 2E



ANNEXE B

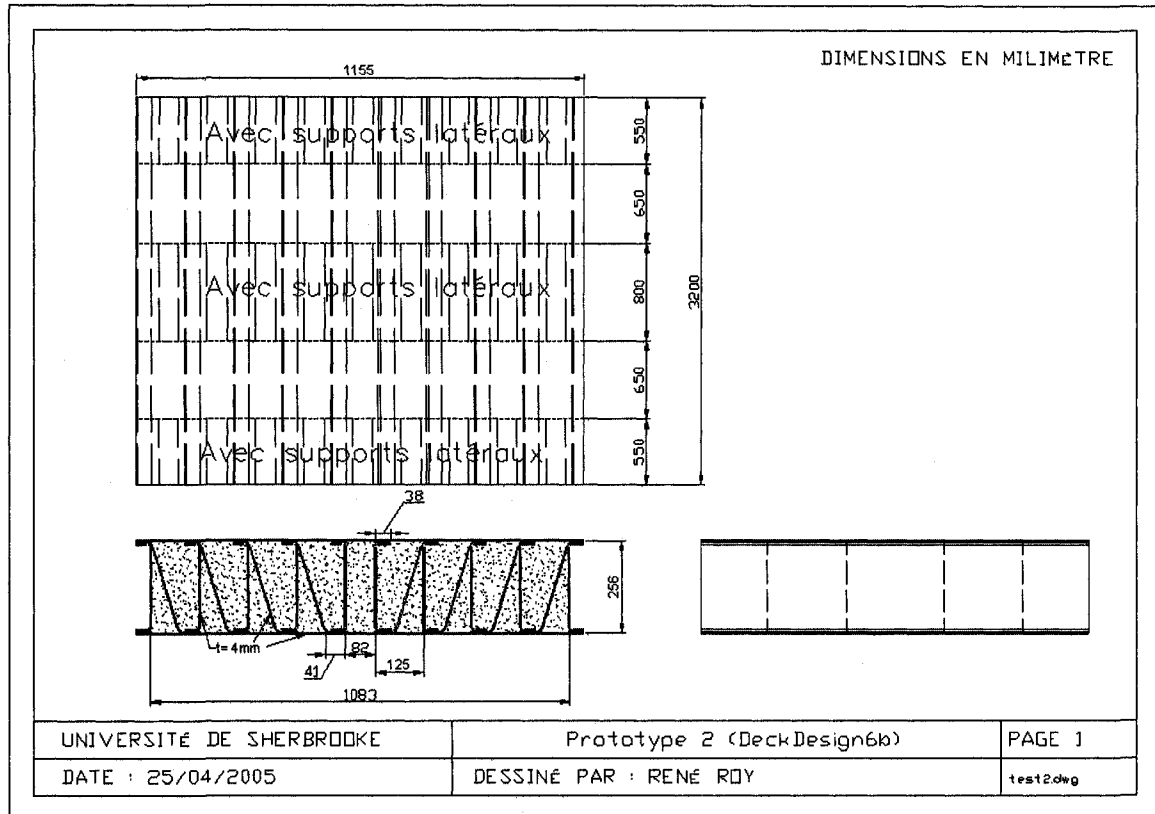
SPÉCIFICATIONS DES PROTOTYPES

B.1 Spécifications du prototype 1



Dessin technique du prototype 1

B.2 Spécifications du prototype 2



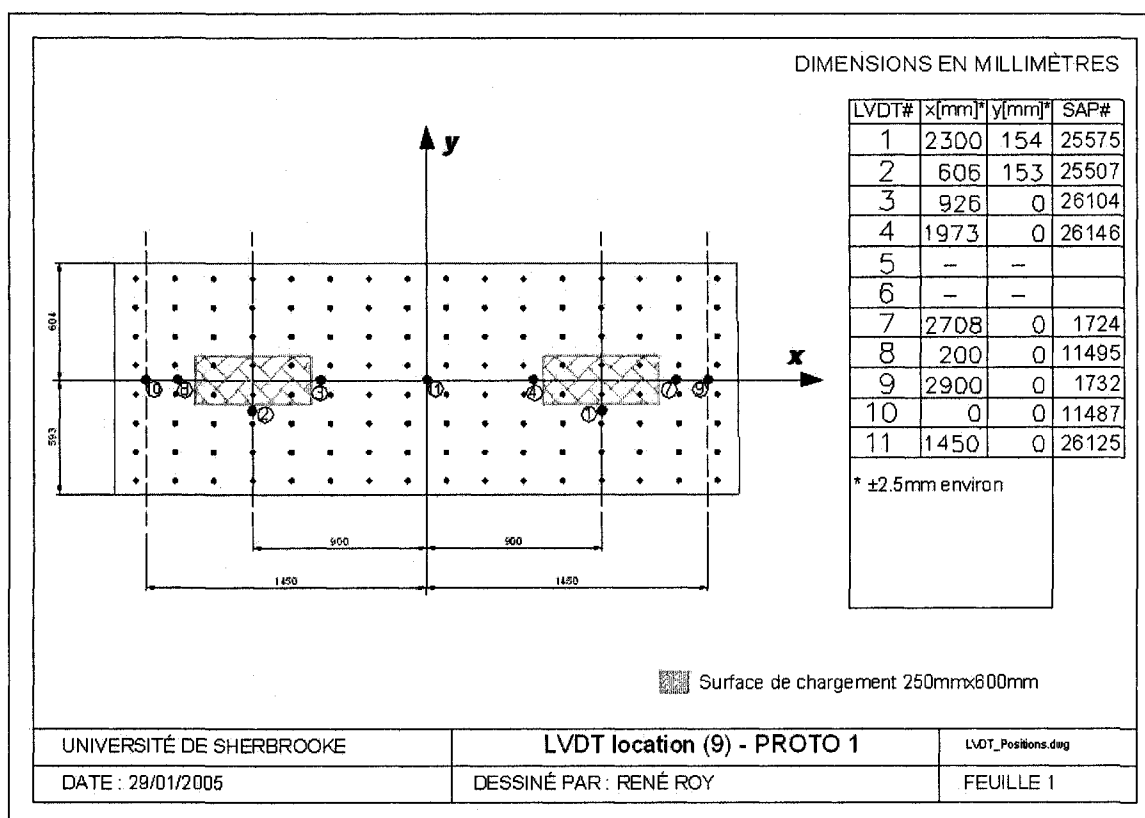
Dessin technique du prototype 2

ANNEXE C

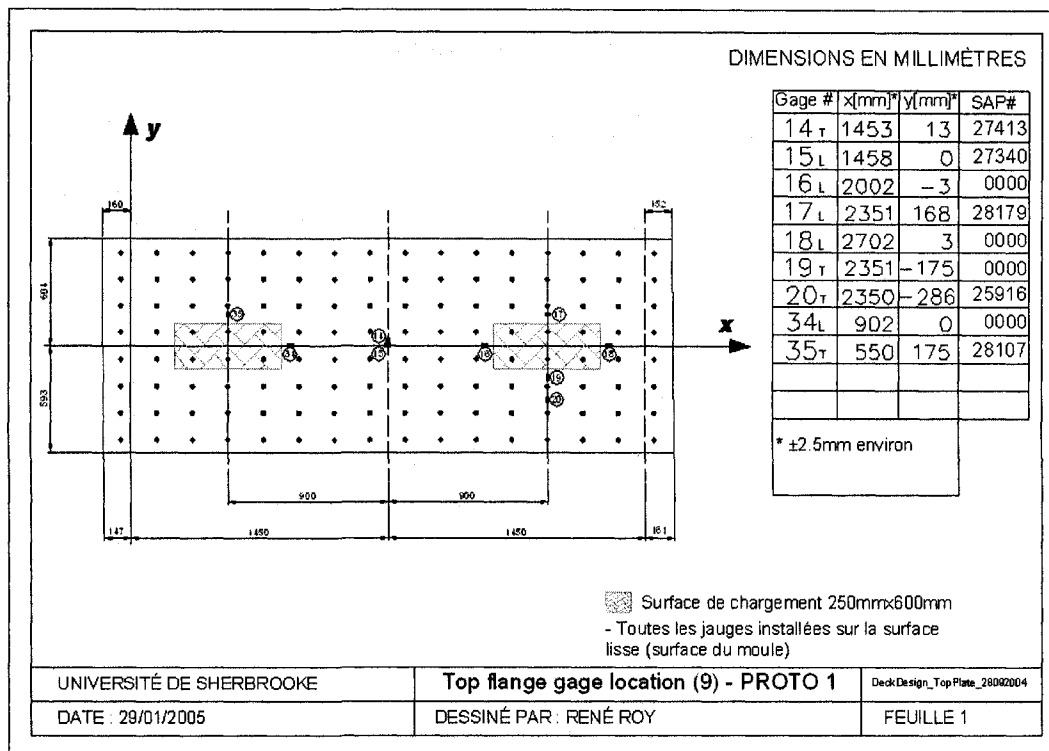
RÉSULTATS NUMÉRIQUES

C.1 Prototype 1

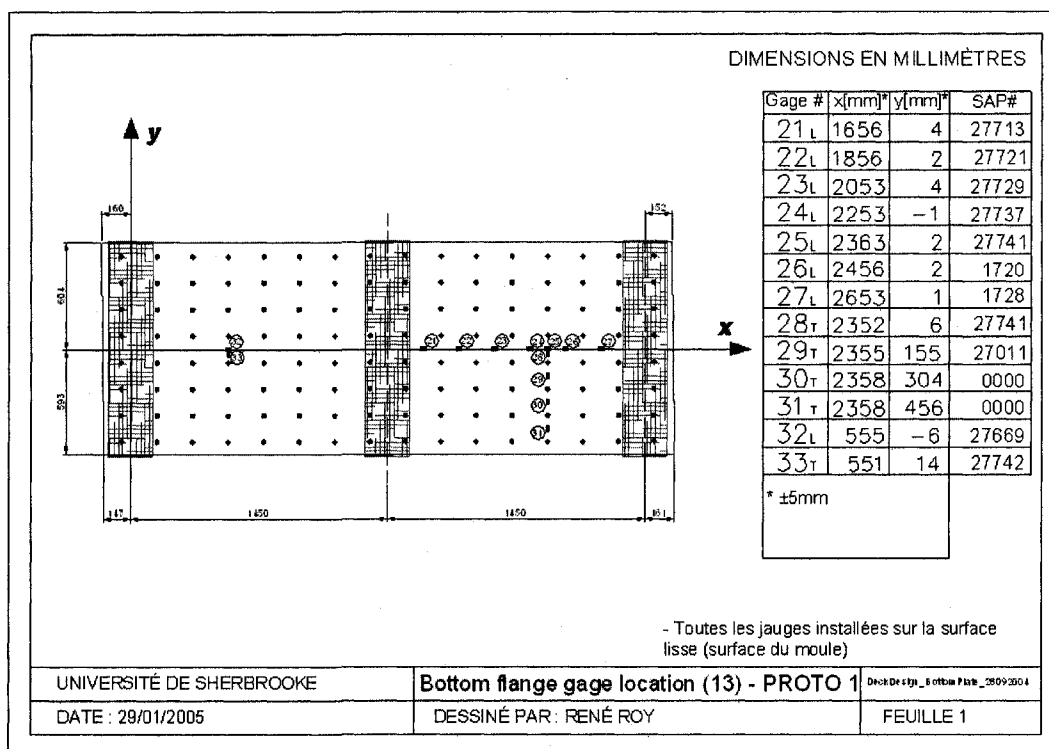
C.1.1 Position des jauges de mesure



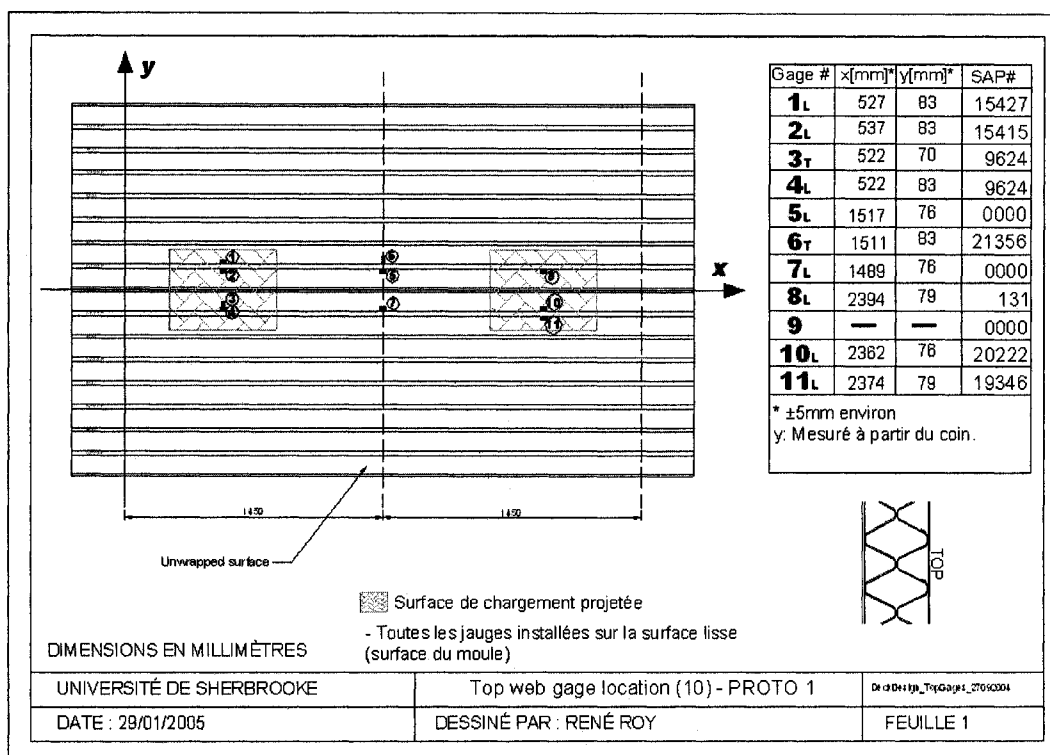
Position des capteurs LVDT sur le panneau supérieur du prototype 1



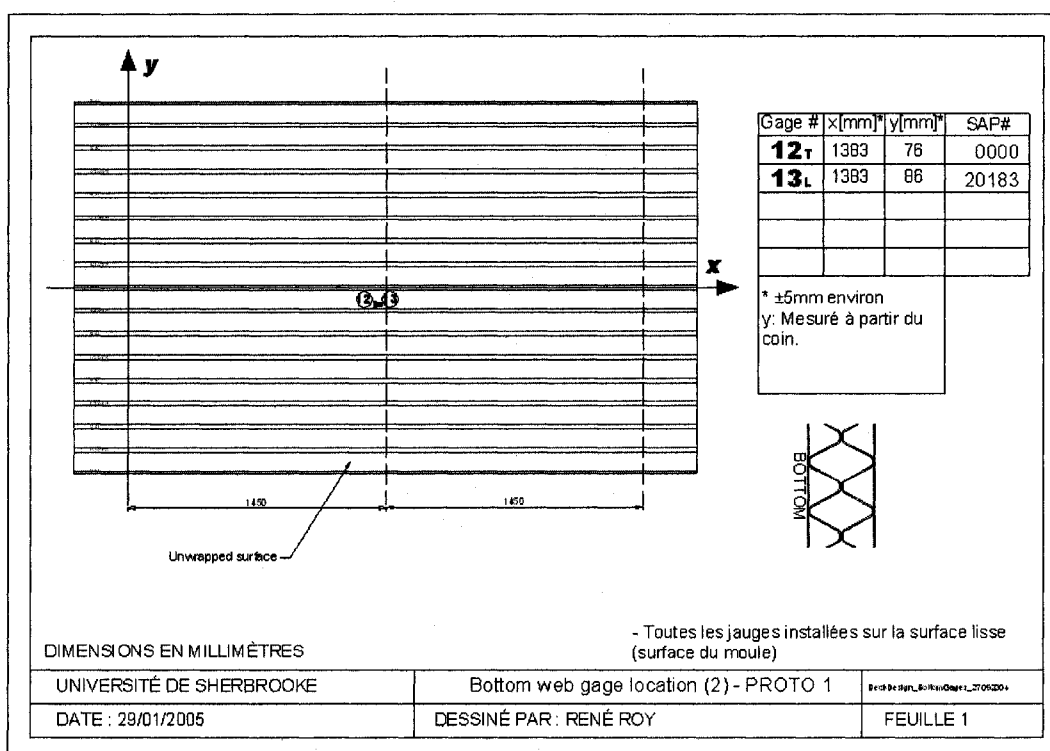
Position des jauges électriques de déformation sur le panneau supérieur du prototype 1



Position des jauges électriques de déformation sur le panneau inférieur du prototype 1



Position des jauges électriques de déformation sur le panneau ondulé supérieur du prototype 1

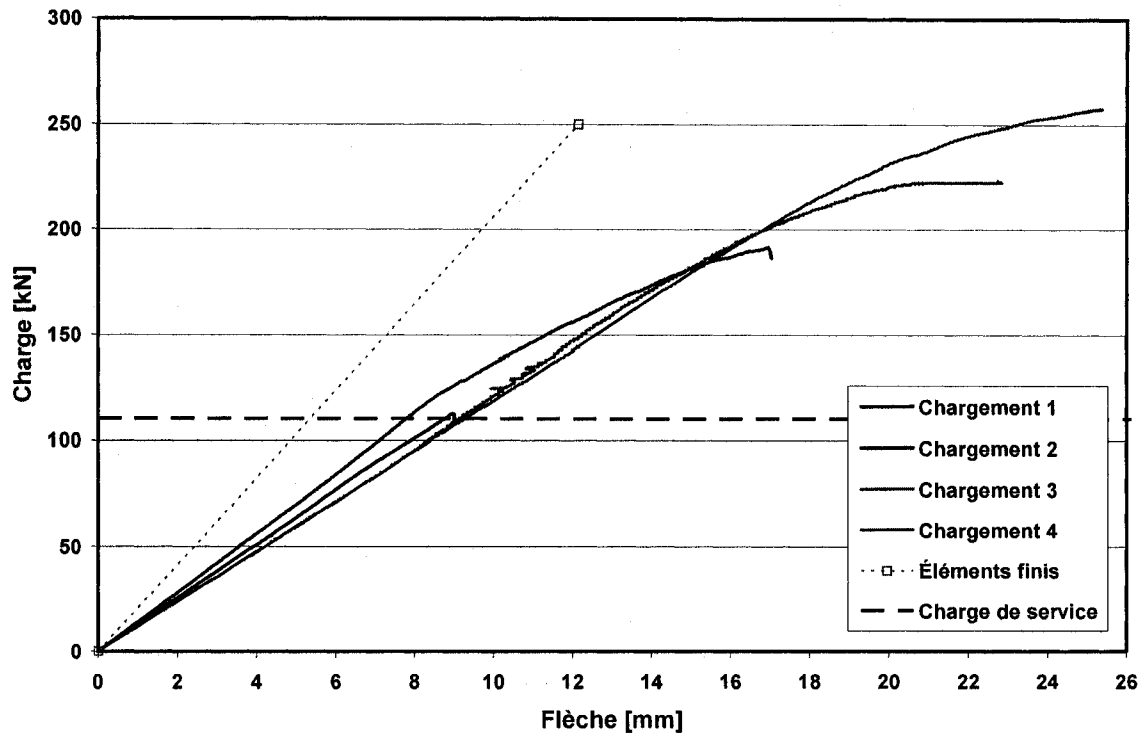


Position des jauges électriques de déformation sur le panneau ondulé inférieur du prototype 1

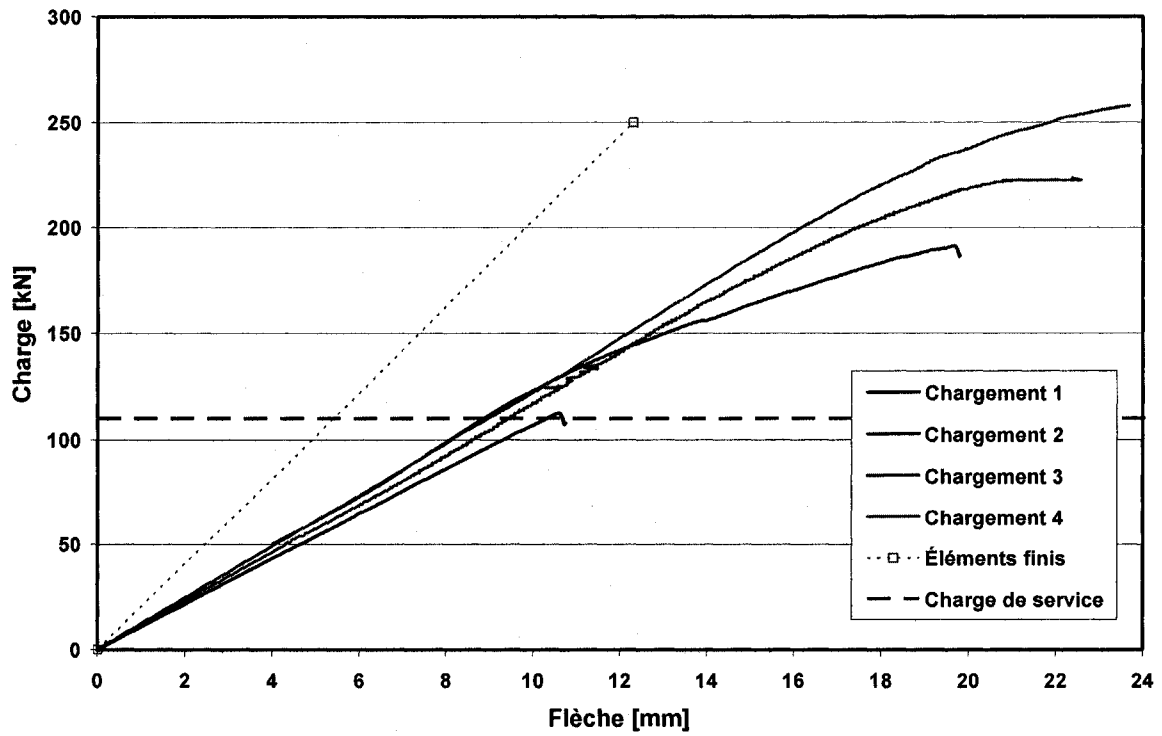
C.1.2 Flèche sous chargement

Coefficients de régression et valeurs du décalage pour le prototype 1					
	Numéro de LVDT	Y=ax+b		R ²	Décalage [mm]
		a	b		
Chargement 1 (100-200 kN)	1	25,574	-28,730	0,9994	1,123
	2	21,557	-35,422	0,9998	1,643
	3	25,041	-46,973	0,9995	1,876
	4	27,993	-47,908	0,9996	1,711
	7	38,896	-17,025	0,9730	0,438
	8	31,613	-25,618	0,9029	0,810
	9	98,394	-117,950	0,9986	1,199
	10	83,780	-115,050	0,9993	1,373
	11	53,565	-139,42	0,9965	2,603
Chargement 2 (100-200 kN)	1	28,078	-45,281	0,9998	1,613
	2	24,498	-67,212	0,9990	2,744
	3	29,572	-86,430	0,9996	2,923
	4	32,745	-79,499	0,9988	2,428
	7	43,652	-26,368	0,9601	0,604
	8	32,768	-26,290	0,8788	0,802
	9	117,030	-120,140	0,9980	1,027
	10	100,94	-162,380	0,9989	1,609
	11	73,382	-235,21	0,9907	3,205
Chargement 3 (100-200 kN)	1	23,812	-34,968	0,9997	1,469
	2	23,041	-62,483	0,9994	2,712
	3	22,809	-63,693	0,9993	2,792
	4	26,525	-71,888	0,9997	2,710
	7	32,165	-15,128	0,9856	0,470
	8	26,026	-26,244	0,9284	1,008
	9	93,689	-74,552	0,9994	0,796
	10	80,313	-118,450	0,9990	1,475
	11	90,154	-322,94	0,9822	3,582
Chargement 4 (200-300 kN)	1	23,754	-69,551	0,9995	2,928
	2	24,520	-113,380	0,9995	4,624
	3	24,389	-113,910	0,9998	4,671
	4	25,715	-95,474	0,9996	3,713
	7	31,165	-40,619	0,9887	1,303
	8	27,081	-50,965	0,9409	1,882
	9	101,500	-91,421	0,9997	0,901
	10	94,638	-192,410	0,9991	2,033
	11	131,82	-491,86	0,9463	3,731

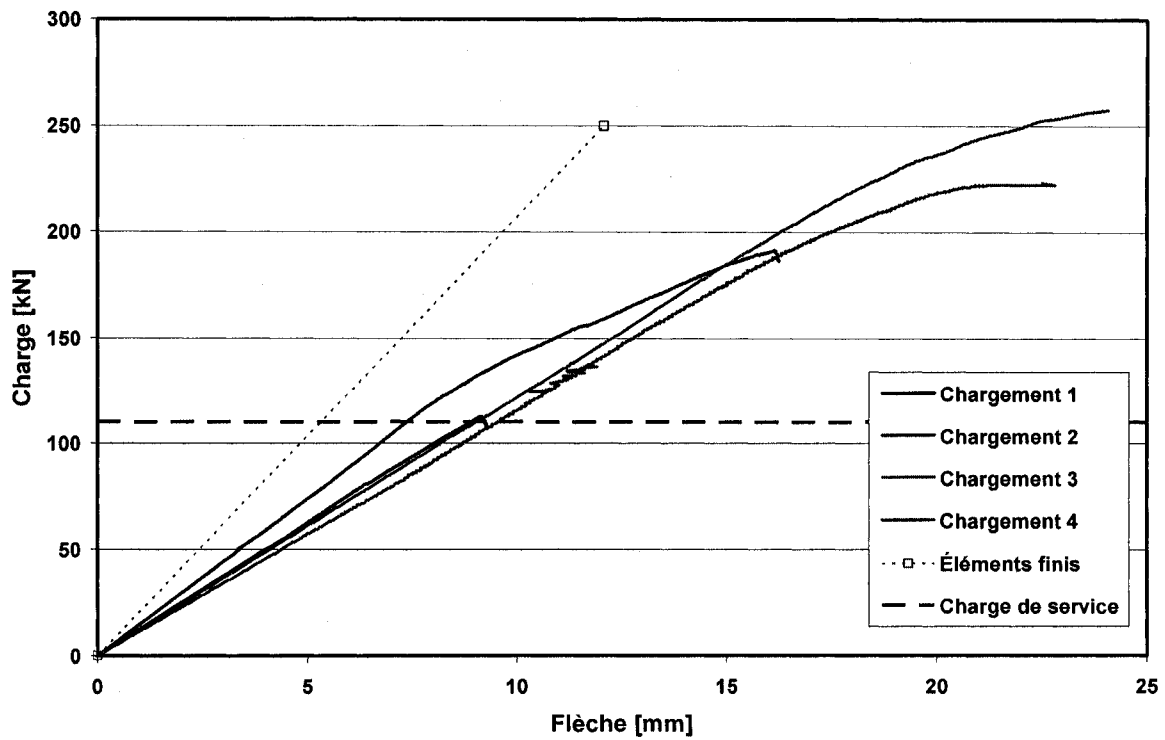
PROTOTYPE 1 - LVDT 1



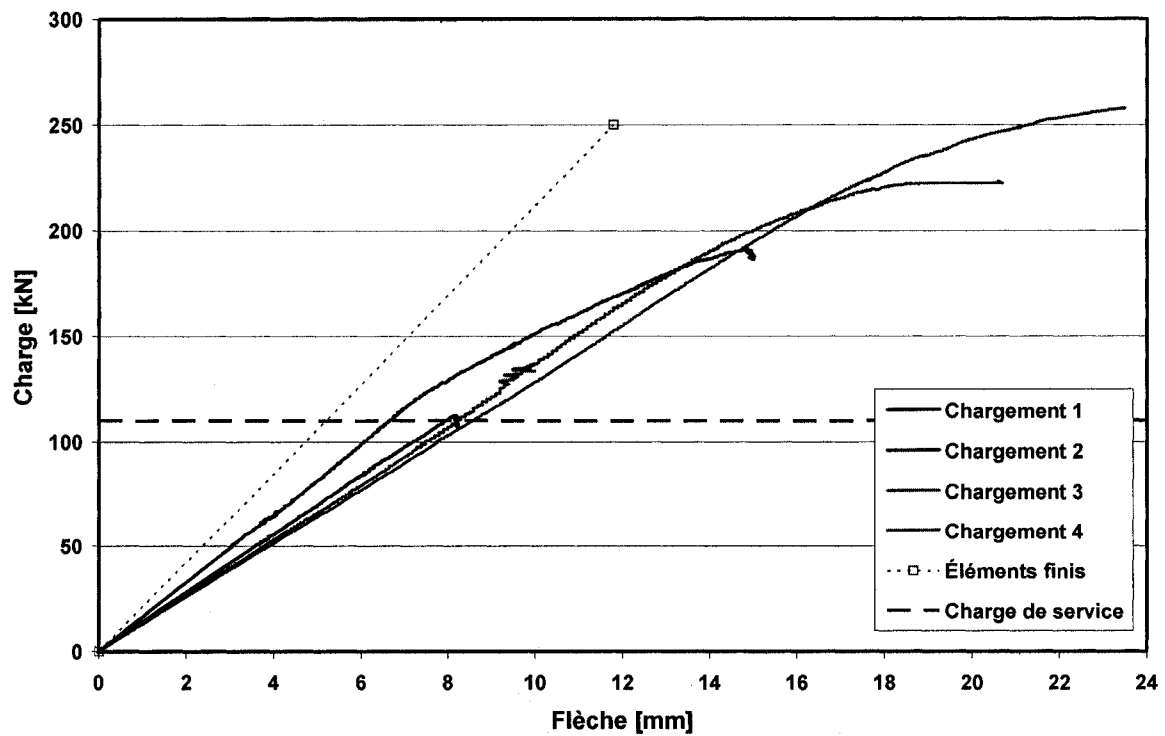
PROTOTYPE 1 - LVDT 2



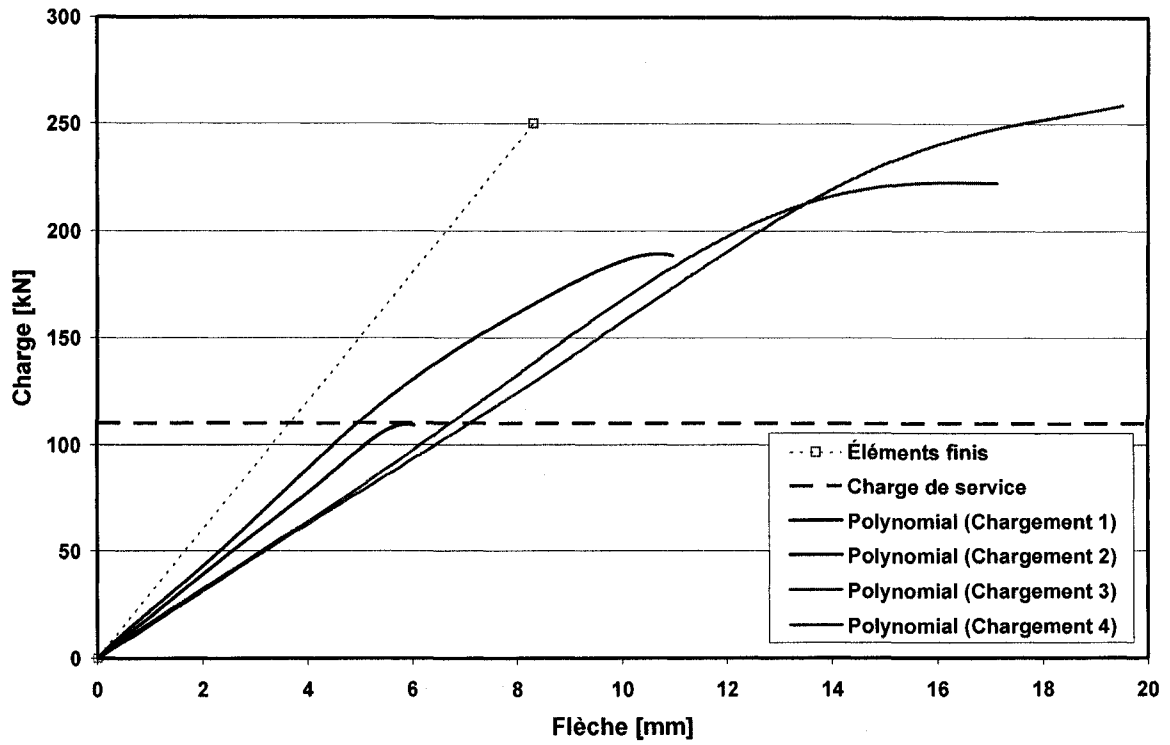
PROTOTYPE 1 - LVDT 3



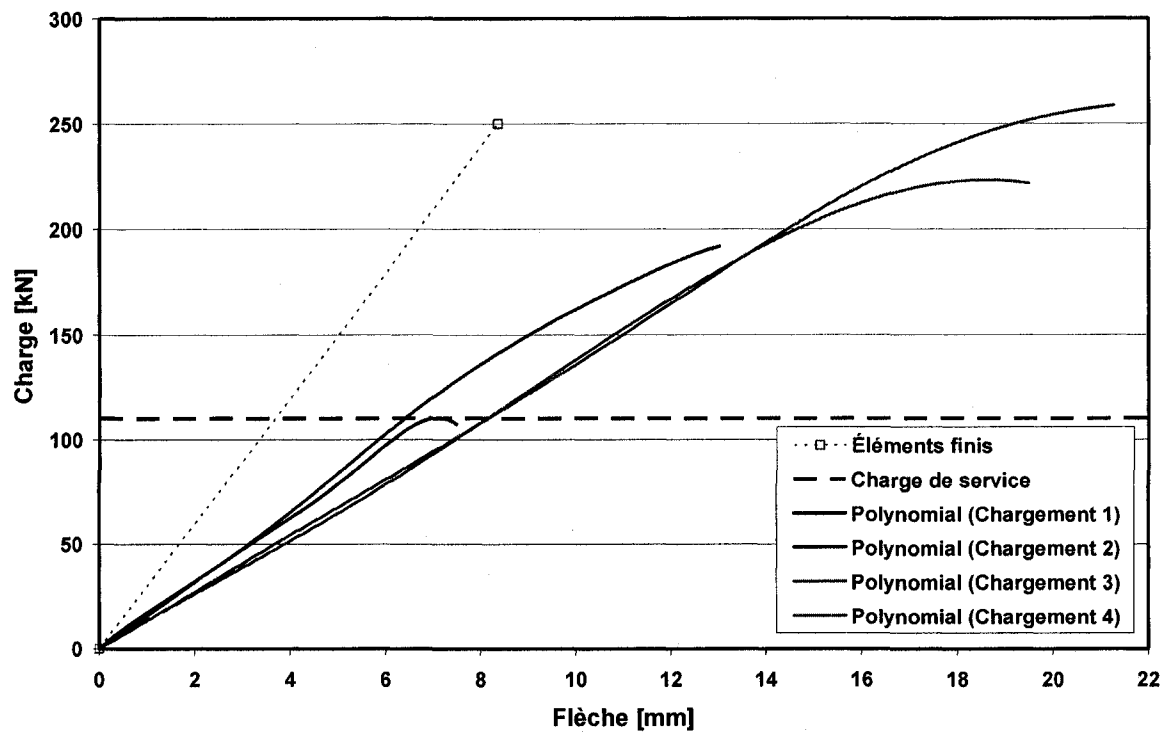
PROTOTYPE 1 - LVDT 4



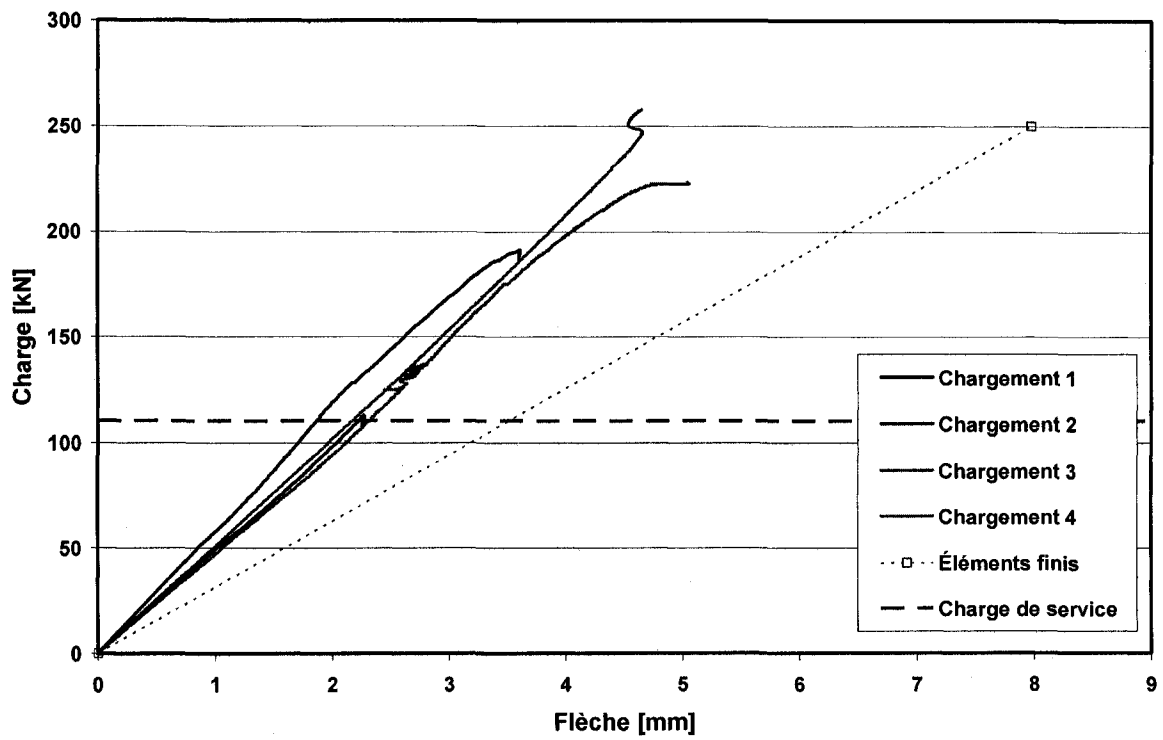
PROTOTYPE 1 - LVDT 7



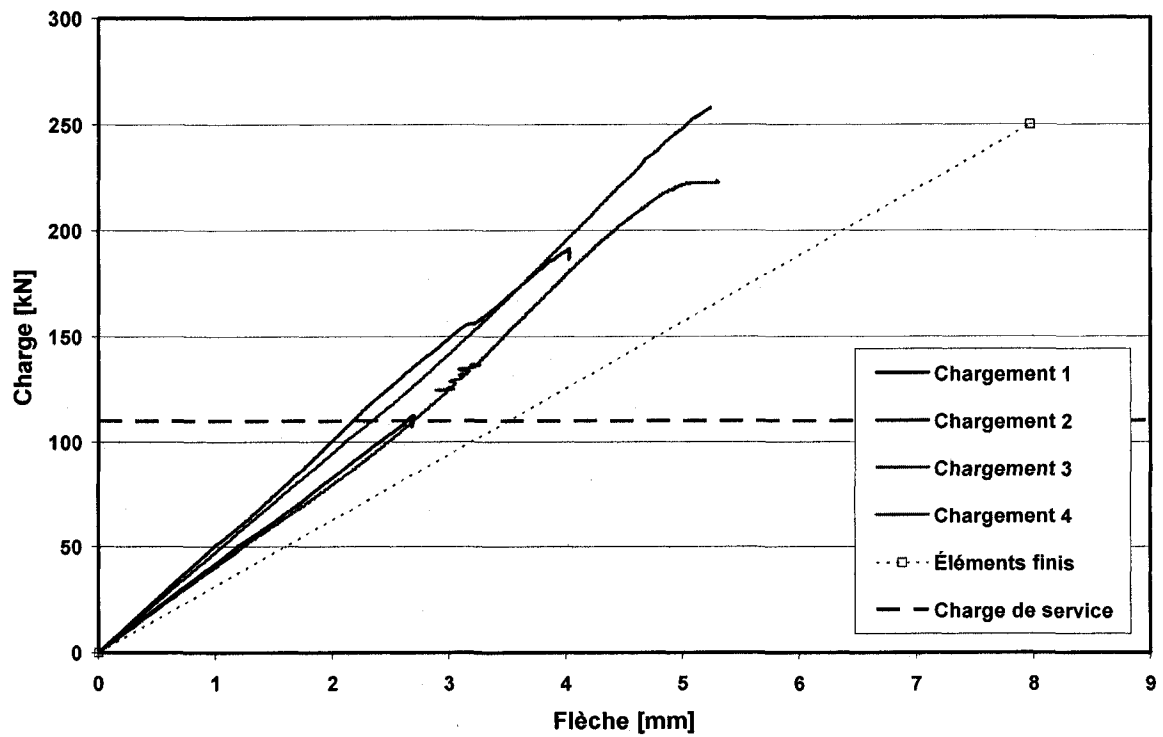
PROTOTYPE 1 - LVDT 8



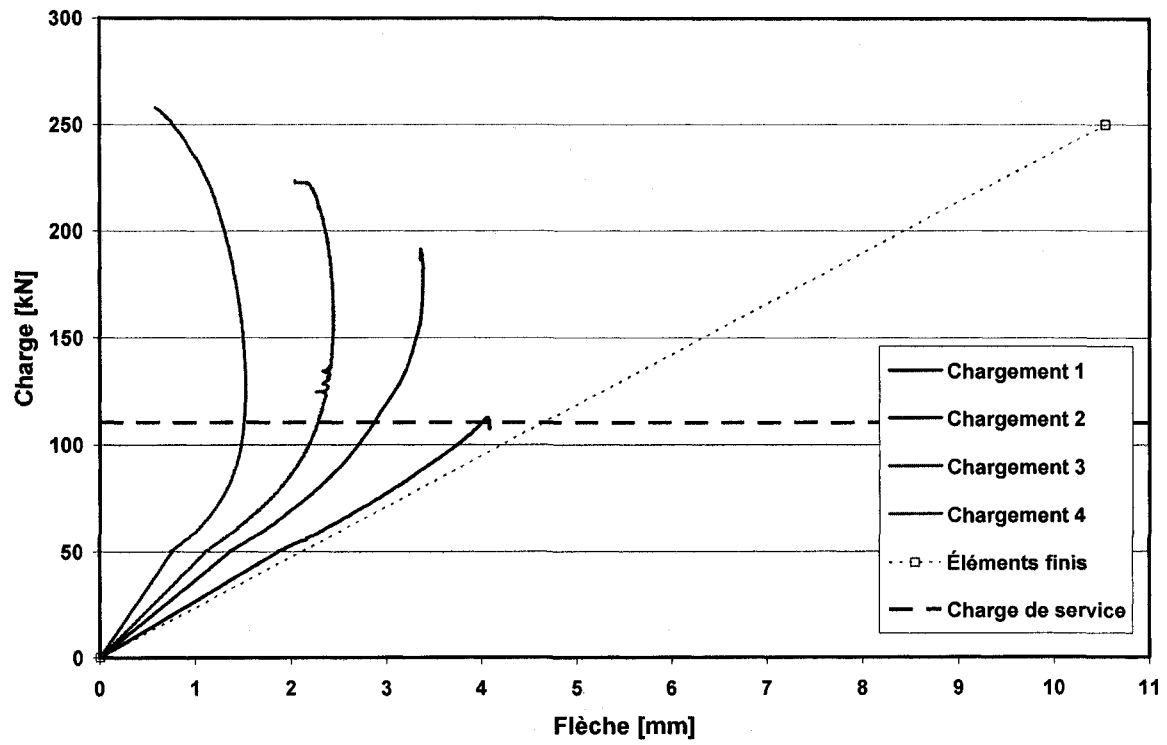
PROTOTYPE 1 - LVDT 9



PROTOTYPE 1 - LVDT 10



PROTOTYPE 1 - LVDT 11



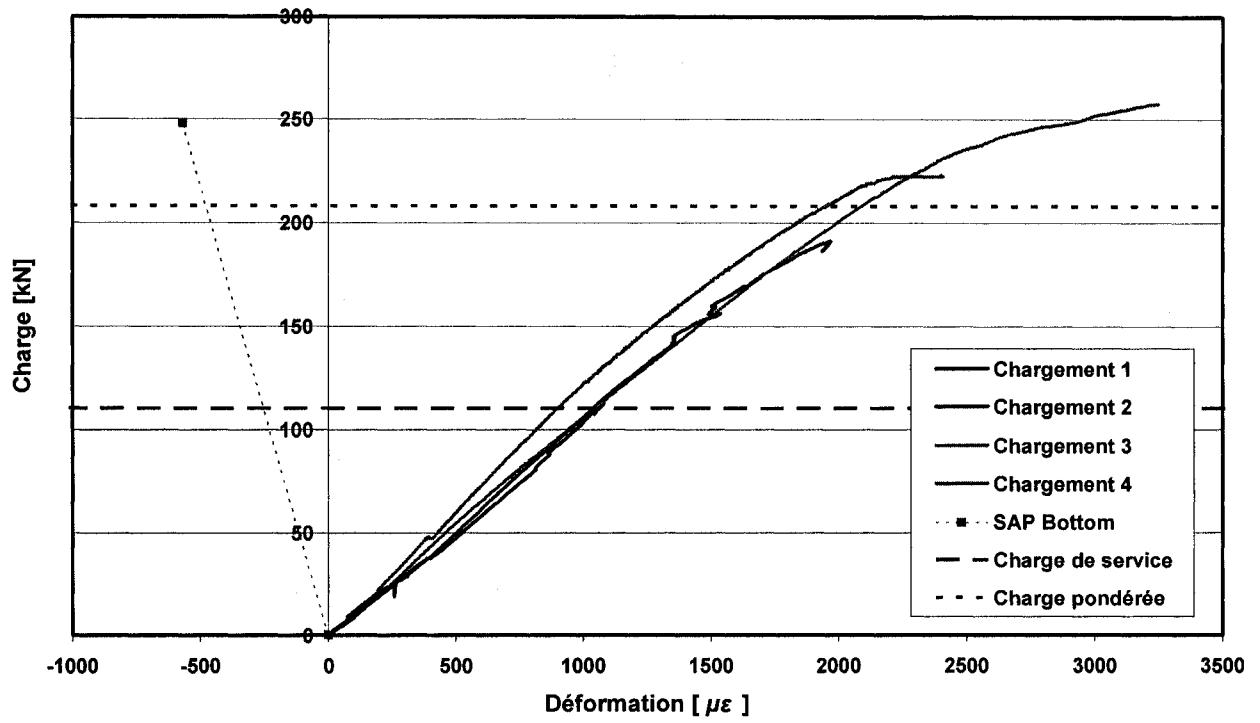
C.1.3 Déformation sous chargement

Résultats de déformation à l'intérieur du prototype 1						
Jauge	Orientation	Chargement	Charge de service (110,25 kN)		Charge pondérée (208,25 kN)	
			Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% f_u	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% f_u
1	Longitudinale	1	1057	5,6%	-	-
		2	1038	5,5%	-	-
		3	902	4,8%	1950	10,3%
		4	1046	5,5%	2089	11,0%
2	Longitudinale	1	555	2,9%	-	-
		2	536	2,8%	-	-
		3	513	2,7%	1100	5,8%
		4	635	3,4%	1250	6,6%
3	Transversale	1	-372	4,5%	-	-
		2	-365	4,4%	-	-
		3	-415	5,0%	-1000	12,1%
		4	-658	8,0%	-1150	14,0%
4	Longitudinale	1	748	4,0%	-	-
		2	729	3,9%	-	-
		3	656	3,5%	1260	6,7%
		4	691	3,7%	1339	7,1%
8	Longitudinale	1	774	4,1%	-	-
		2	735	3,9%	-	-
		3	674	3,6%	1390	7,4%
		4	736	3,9%	1518	8,0%
10	Longitudinale	1	622	3,3%	-	-
		2	678	3,6%	-	-
		3	468	2,5%	786	4,2%
		4	522	2,8%	1042	5,5%
11	Longitudinale	1	998	5,3%	-	-
		2	980	5,2%	-	-
		3	846	4,5%	1610	8,5%
		4	895	4,7%	1794	9,5%

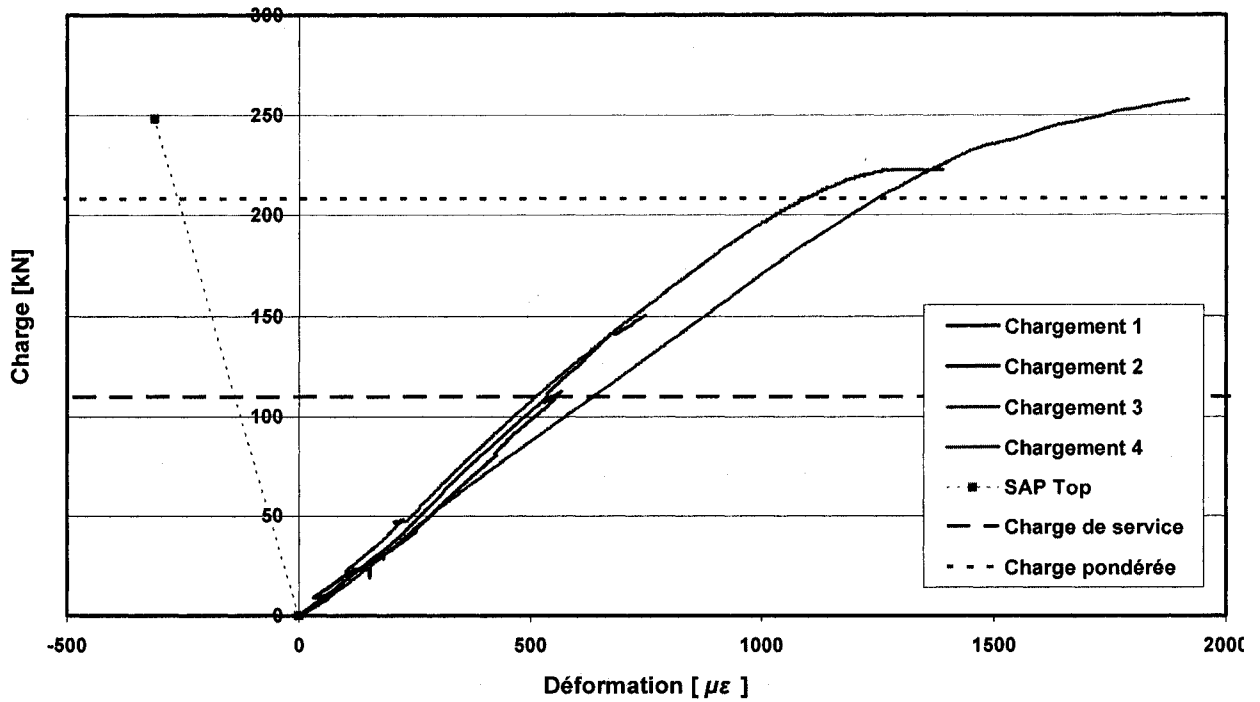
Résultats de déformation sur la surface inférieure du prototype 1						
Jauge	Orientation	Chargement	Charge de service (110,25 kN)		Charge pondérée (208,25 kN)	
			Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	$\%f_u$	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	$\%f_u$
21	Longitudinale	1	-129	1,5%	-	-
		2	-131	1,5%	-	-
		3	-190	2,2%	-491	-5,6%
		4	-182	2,1%	-353	-4,0%
22	Longitudinale	1	457	2,4%	-	-
		2	421	2,2%	-	-
		3	387	2,0%	376	2,0%
		4	353	1,9%	480	2,5%
23	Longitudinale	1	606	3,2%	-	-
		2	601	3,2%	-	-
		3	648	3,4%	1110	5,9%
		4	614	3,3%	1110	5,9%
24	Longitudinale	1	1305	6,9%	-	-
		2	1295	6,9%	-	-
		3	1310	6,9%	2680	14,2%
		4	1370	7,2%	2623	13,9%
25	Longitudinale	1	1369	7,2%	-	-
		2	1348	7,1%	-	-
		3	1370	7,2%	2610	13,8%
		4	1481	7,8%	2652	14,0%
26	Longitudinale	1	1944	10,3%	-	-
		2	1904	10,1%	-	-
		3	2110	11,2%	4300	22,7%
		4	2234	11,8%	4300	22,7%
27	Longitudinale	1	773	4,1%	-	-
		2	757	4,0%	-	-
		3	880	4,7%	1700	9,0%
		4	915	4,8%	1783	9,4%
28	Transversale	1	527	3,0%	-	-
		2	517	2,9%	-	-
		3	512	2,9%	1030	5,9%
		4	579	3,3%	1128	6,4%
29	Transversale	1	678	3,9%	-	-
		2	653	3,7%	-	-
		3	990	5,6%	2180	12,4%
		4	1102	6,3%	2205	12,6%
32	Longitudinale	1	1377	7,3%	-	-
		2	1376	7,3%	-	-
		3	1260	6,7%	2480	13,1%
		4	1526	8,1%	2583	13,7%
33	Transversale	1	863	4,9%	-	-
		2	862	4,9%	-	-
		3	794	4,5%	1540	8,8%
		4	866	4,9%	1558	8,9%

Résultats de déformation sur la surface supérieure du prototype 1						
Jauge	Orientation	Chargement	Charge de service (110,25 kN)		Charge pondérée (208,25 kN)	
			Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% f_u	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% f_u
14	Longitudinale	1	-239	2,9%	-	-
		2	-233	2,8%	-	-
		3	-267	3,2%	-640	7,8%
		4	-294	3,6%	-690	8,4%
15	Longitudinale	1	374	2,0%	-	-
		2	380	2,0%	-	-
		3	468	2,5%	1260	6,7%
		4	570	3,0%	1336	7,1%
17	Transversale	1	-876	9,9%	-	-
		2	-878	10,0%	-	-
		3	-904	10,3%	-1750	19,9%
		4	-863	9,8%	-1625	18,4%
20	Longitudinale	1	306	1,7%	-	-
		2	296	1,7%	-	-
		3	262	1,5%	686	3,9%
		4	434	2,5%	874	5,0%
35	Longitudinale	1	-869	10,5%	-	-
		2	-858	10,4%	-	-
		3	-898	10,9%	-1990	24,2%
		4	-1122	13,6%	-1924	23,3%

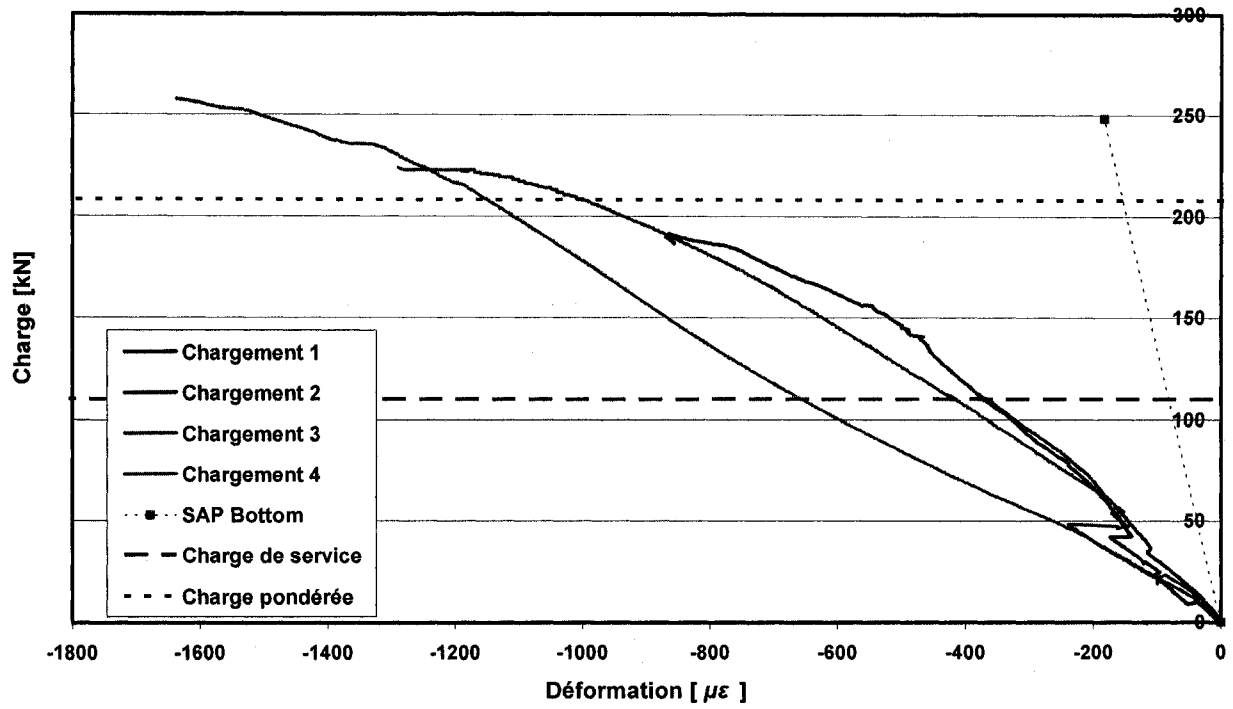
PROTOTYPE 1 - JAUGE 1



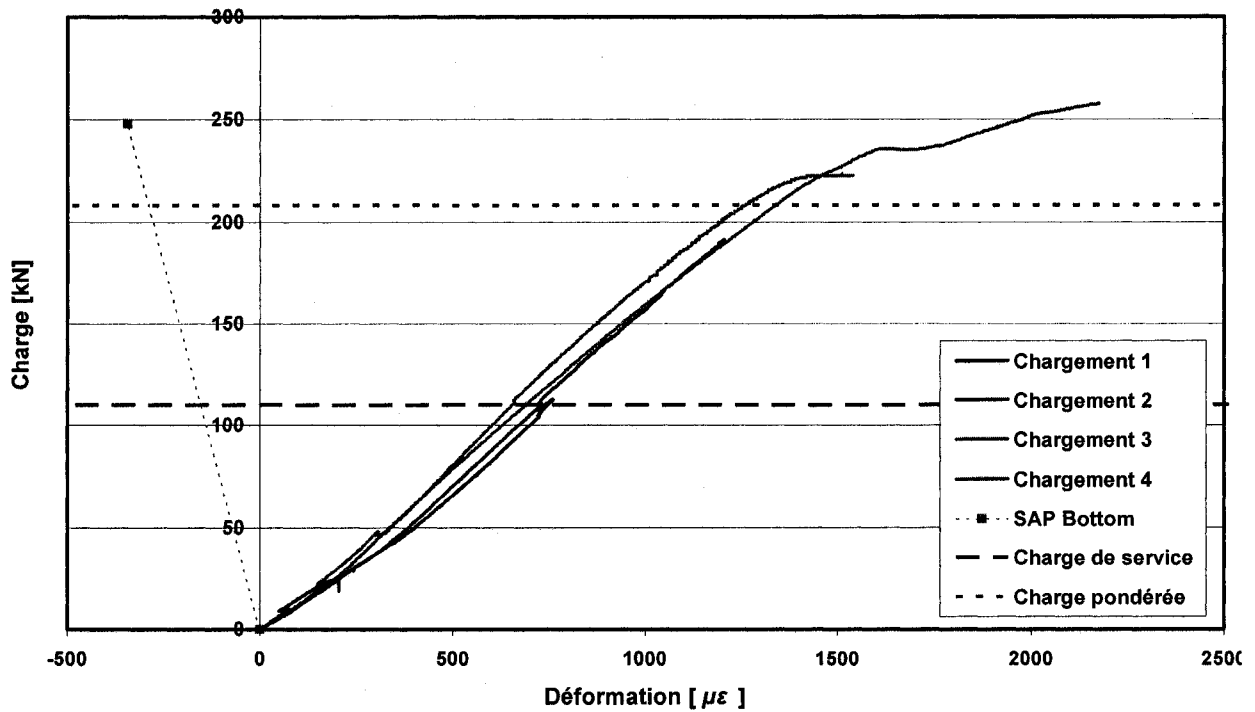
PROTOTYPE 1 - JAUGE 2



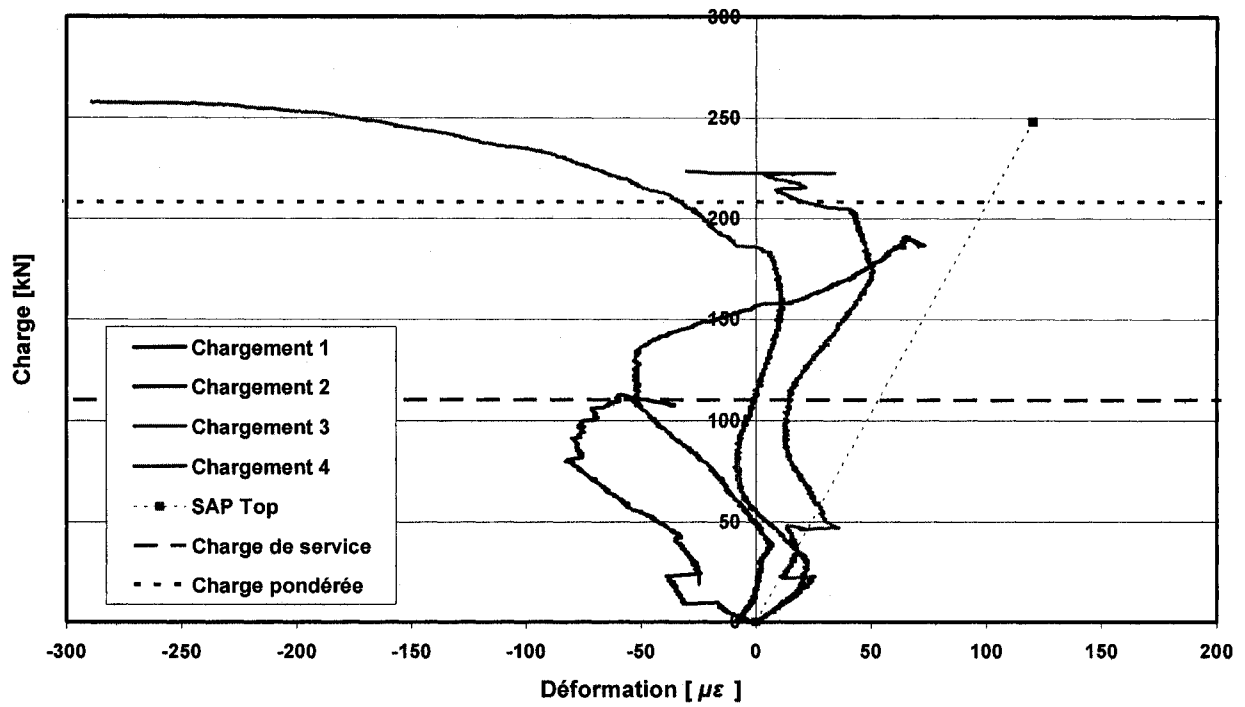
PROTOTYPE 1 - JAUGE 3



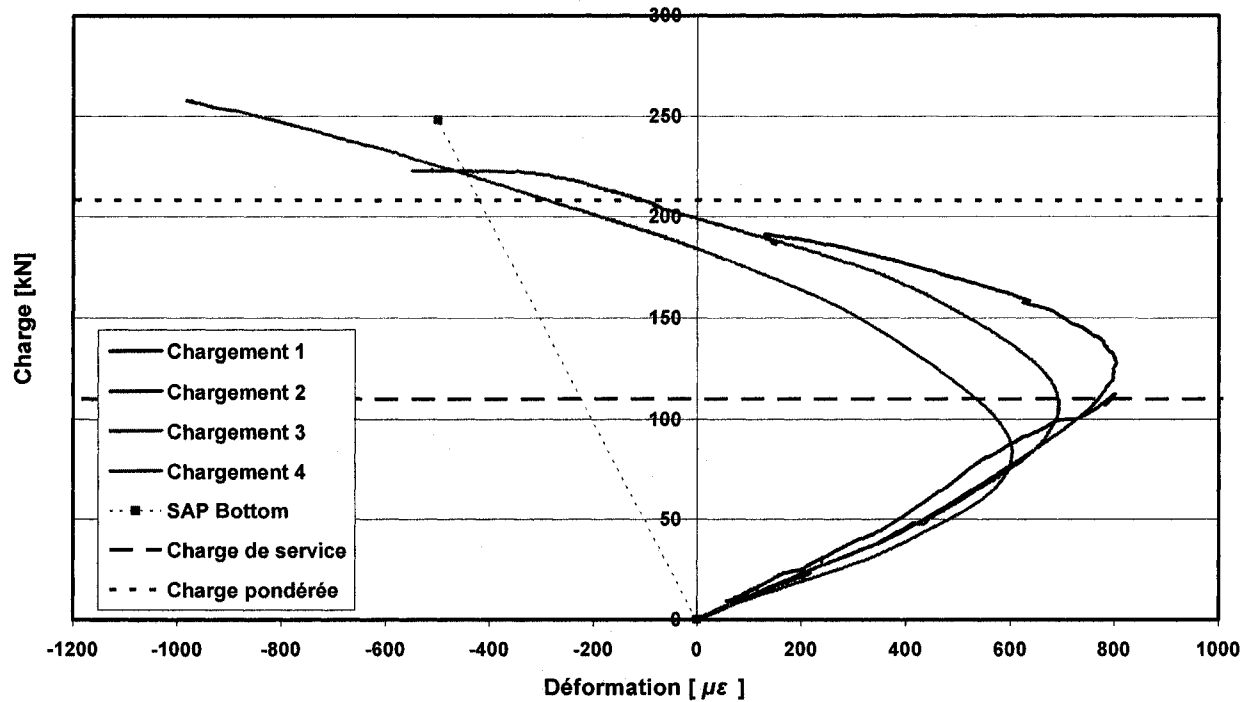
PROTOTYPE 1 - JAUGE 4



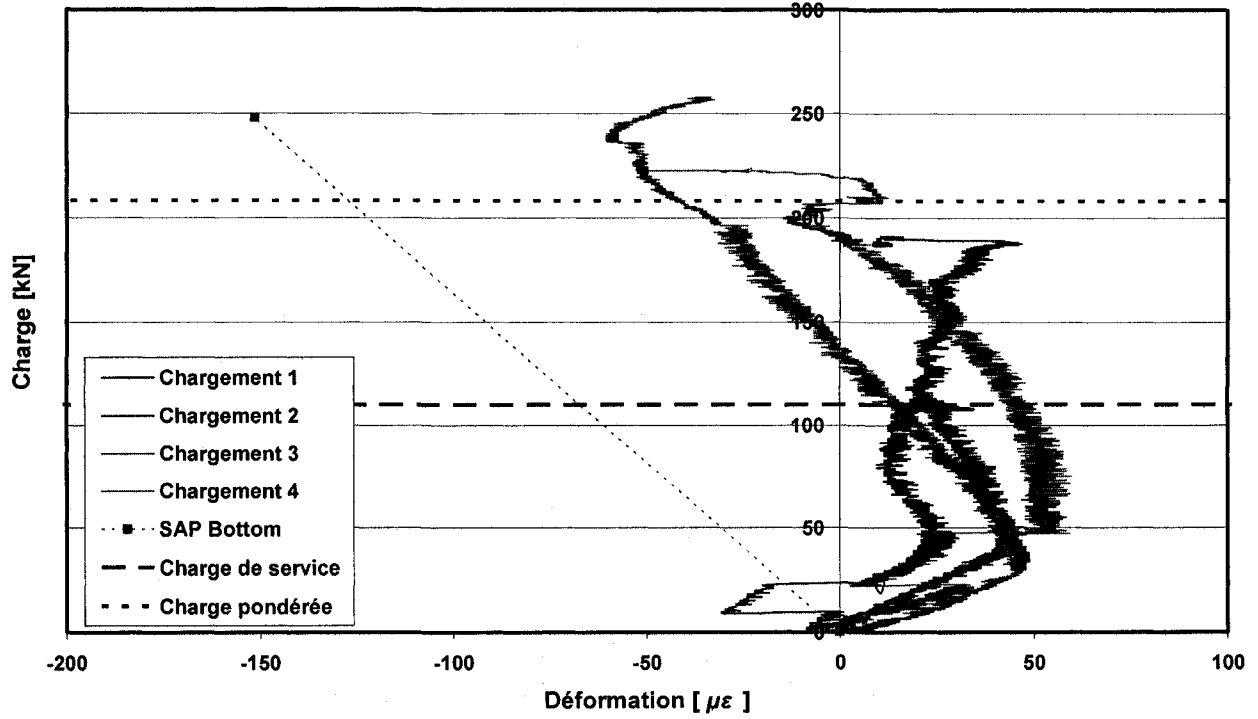
PROTOTYPE 1 - JAUGE 5



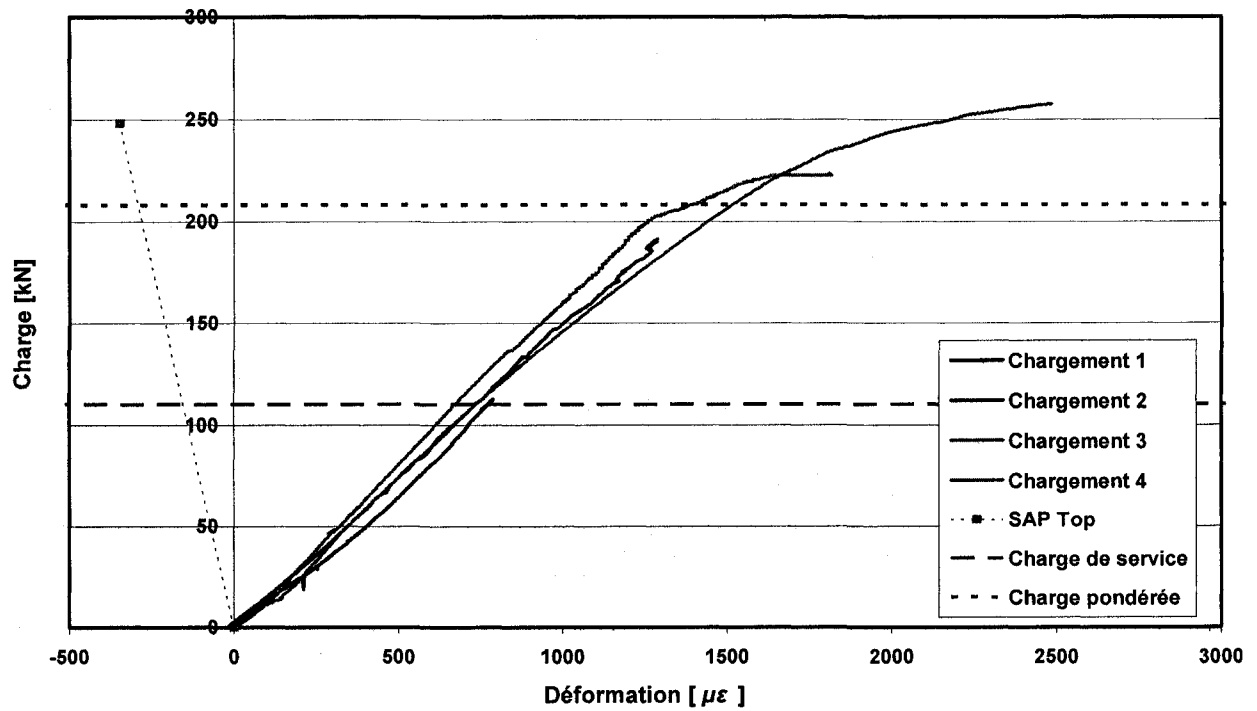
PROTOTYPE 1 - JAUGE 6



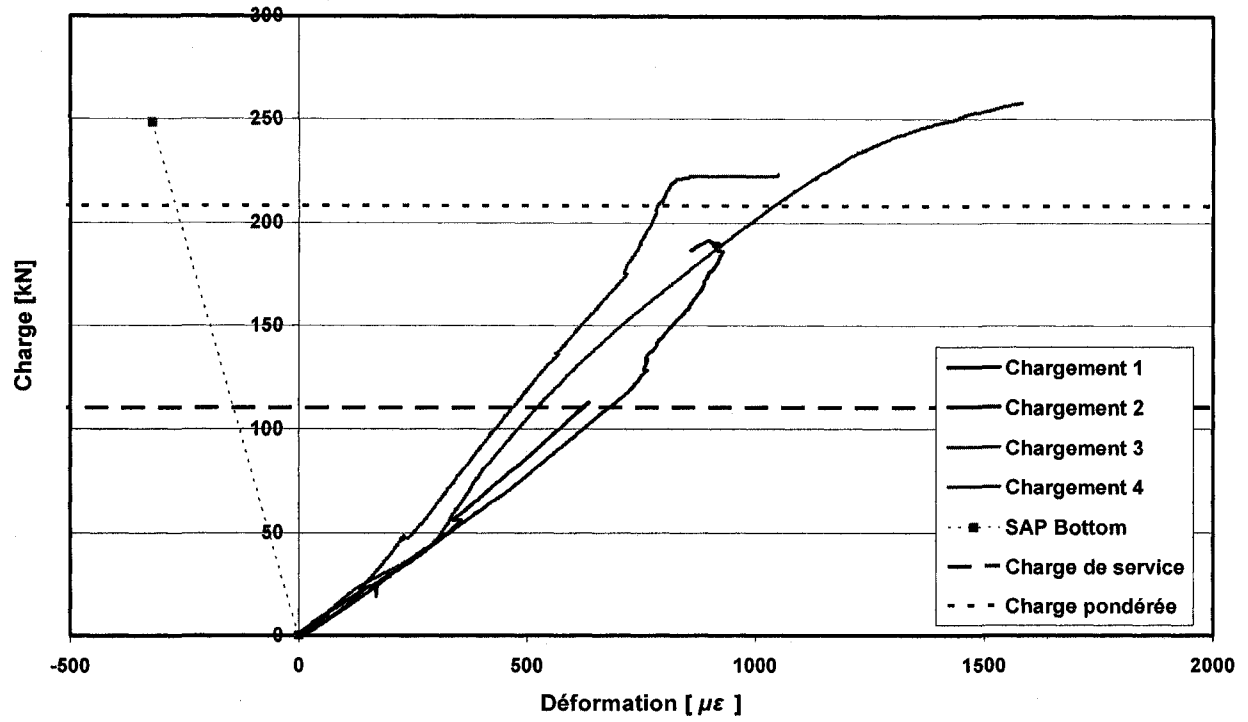
PROTOTYPE 1 - JAUGE 7



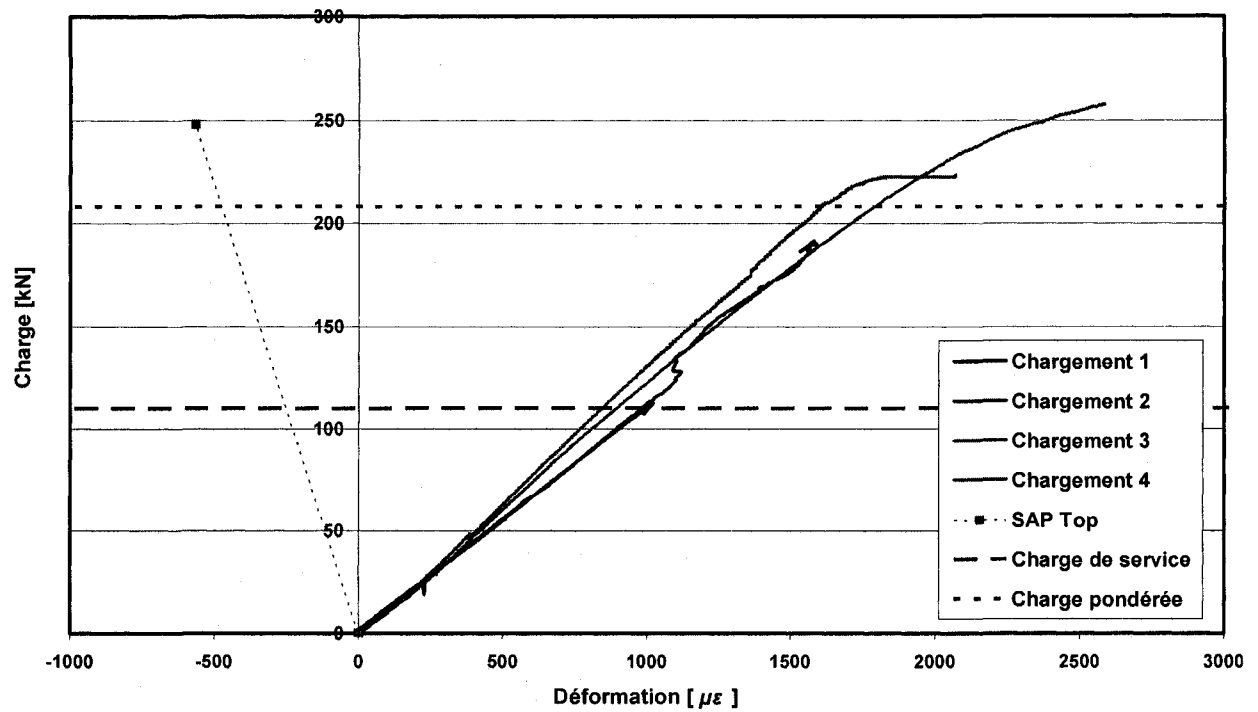
PROTOTYPE 1 - JAUGE 8



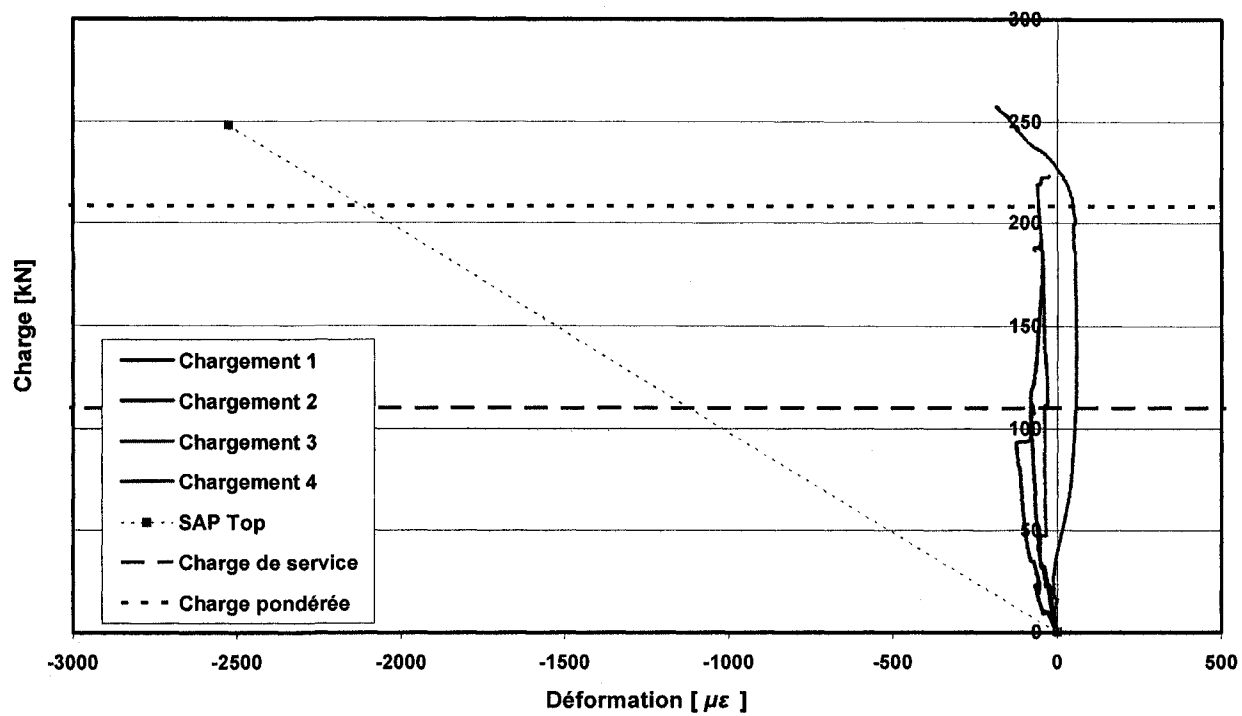
PROTOTYPE 1 - JAUGE 10



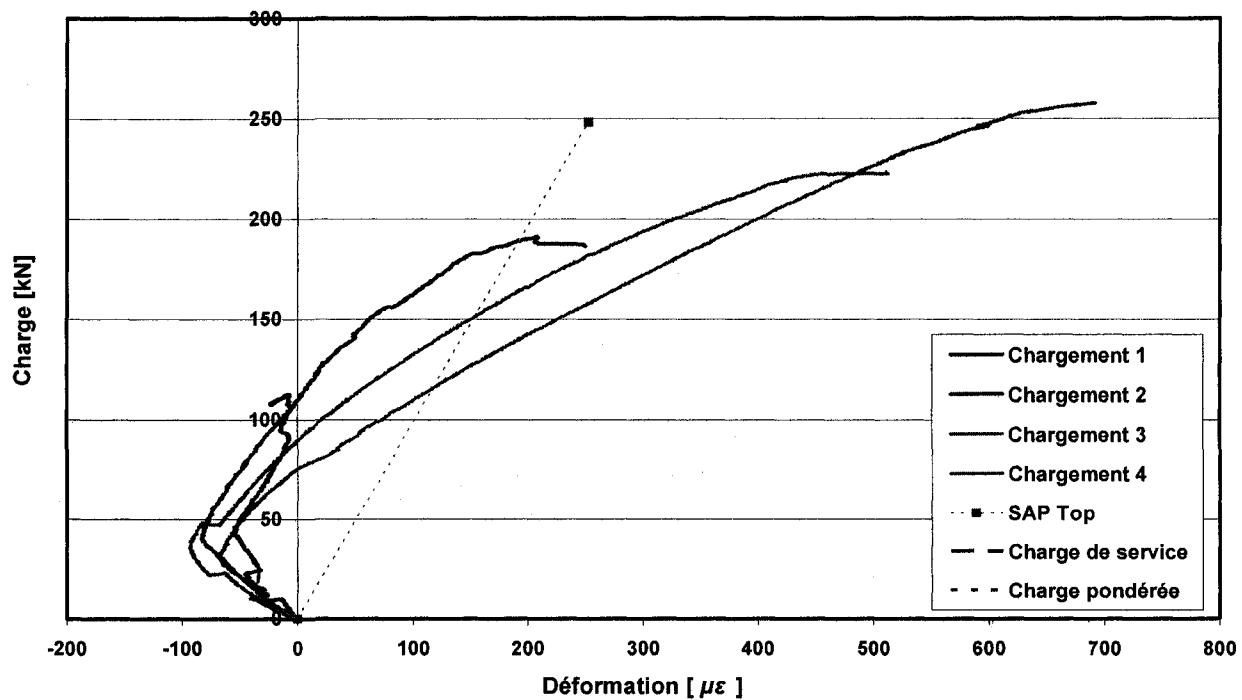
PROTOTYPE 1 - JAUGE 11



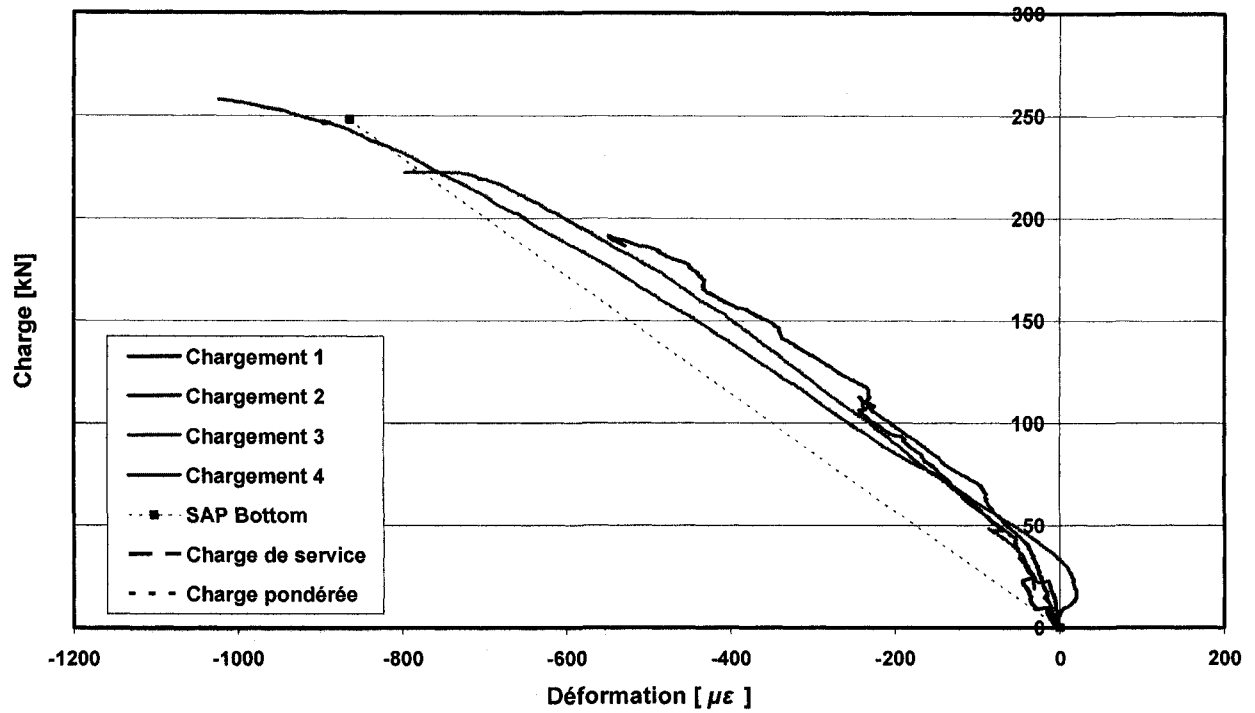
PROTOTYPE 1 - JAUGE 12



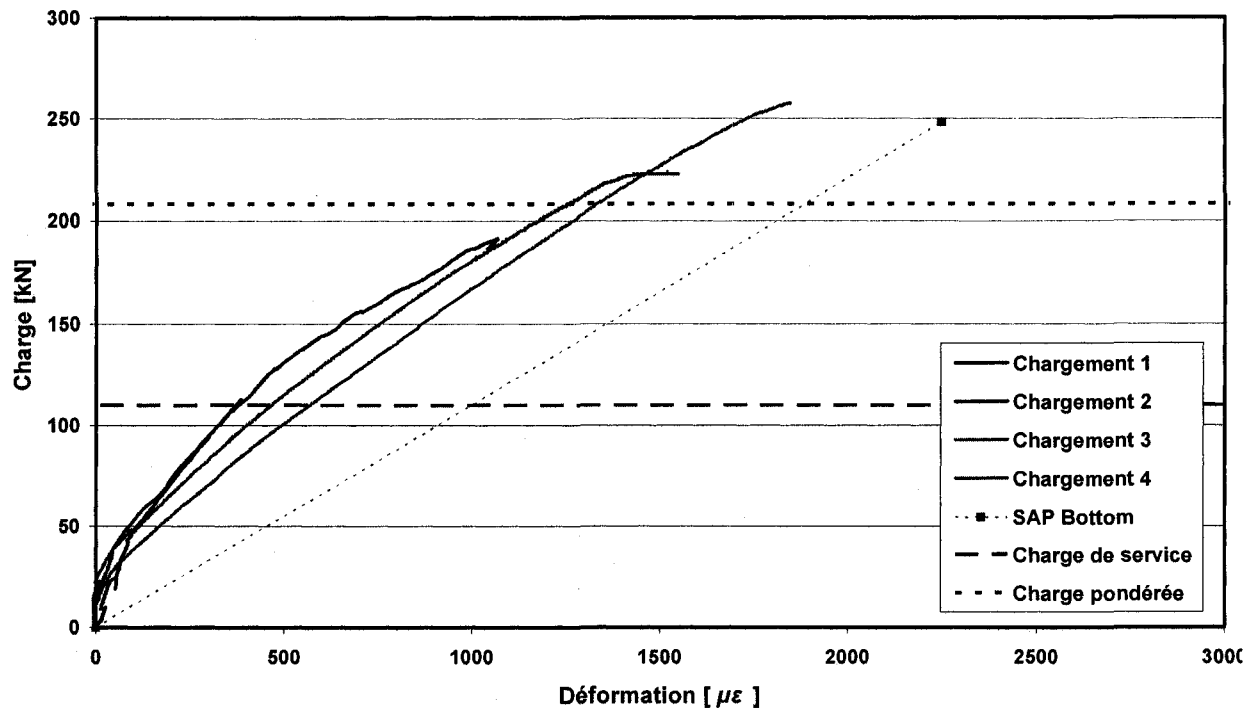
PROTOTYPE 1 - JAUGE 13



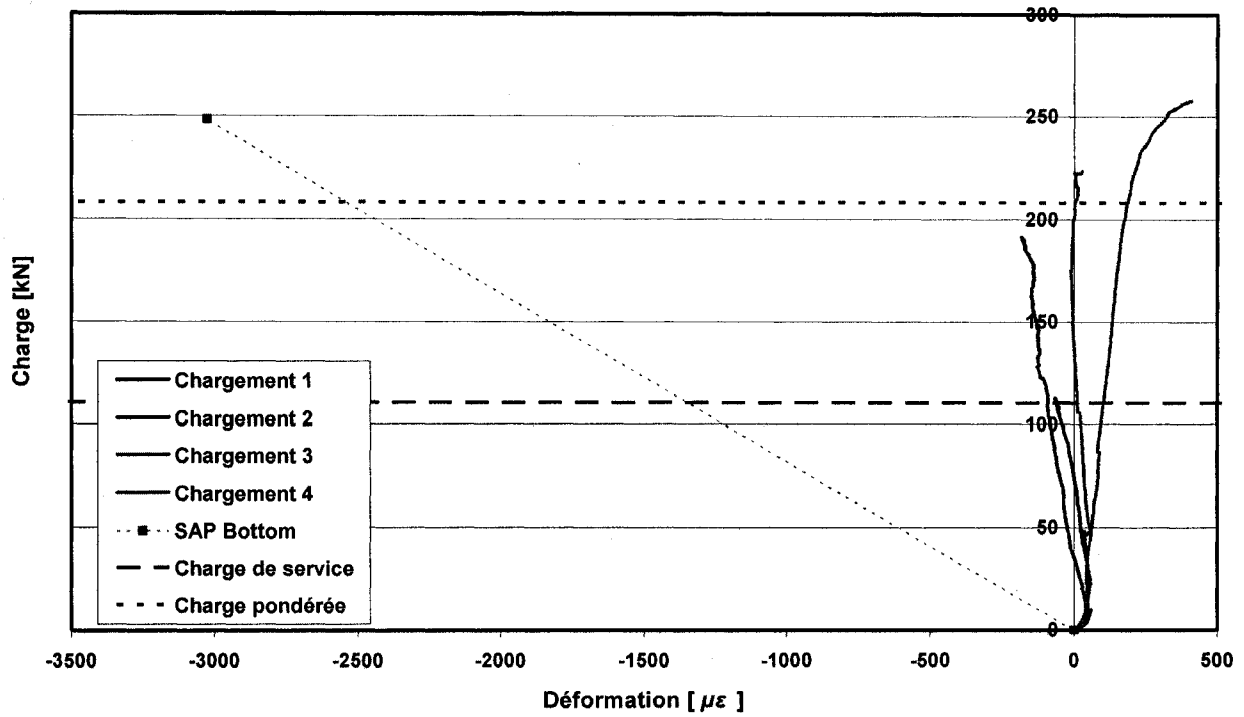
PROTOTYPE 1 - JAUGE 14



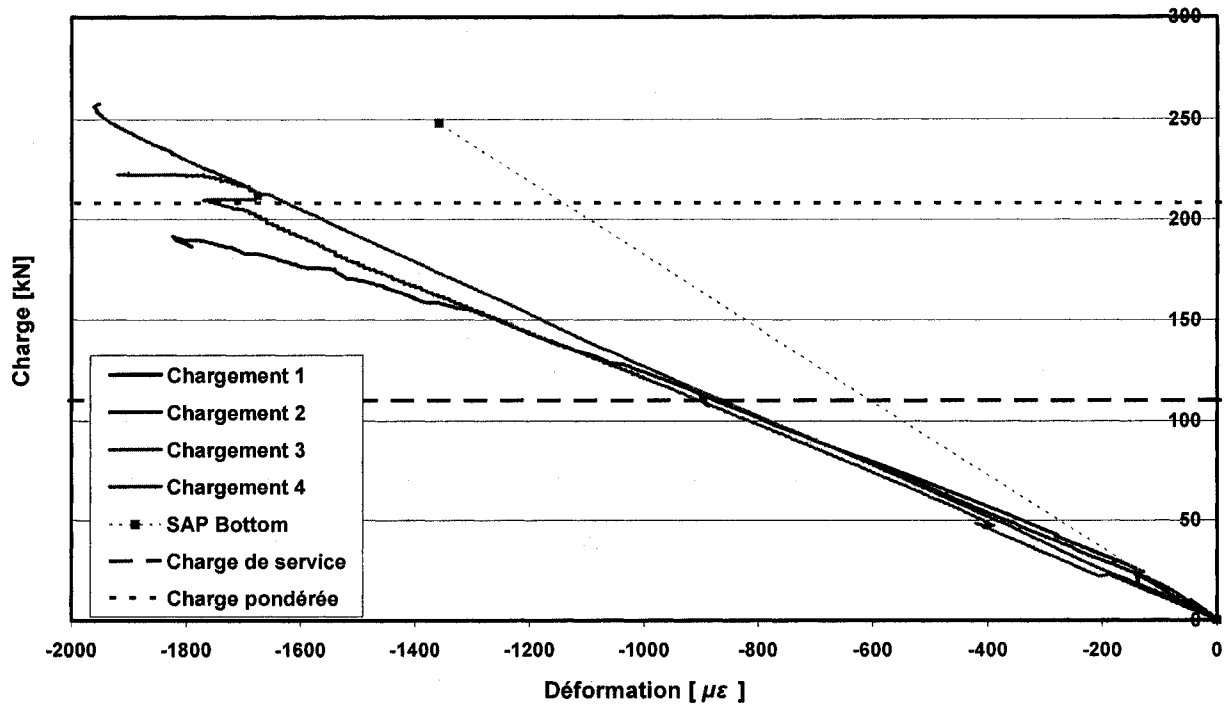
PROTOTYPE 1 - JAUGE 15



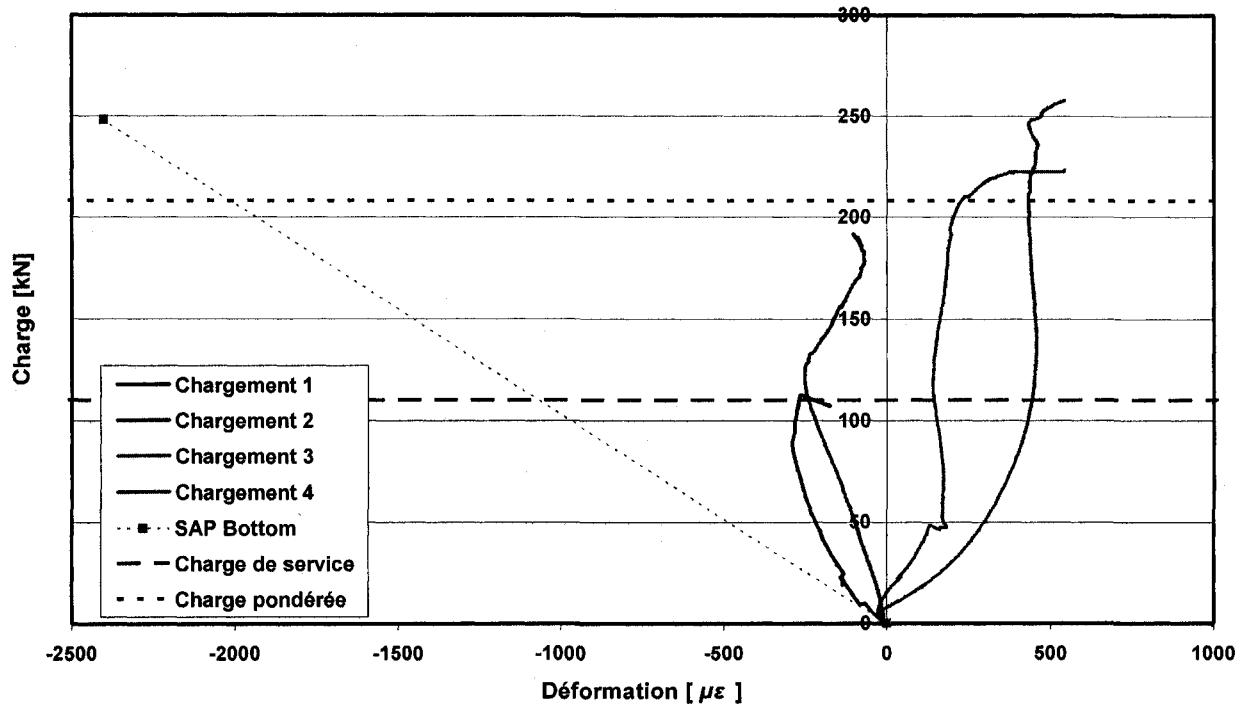
PROTOTYPE 1 - JAUGE 16



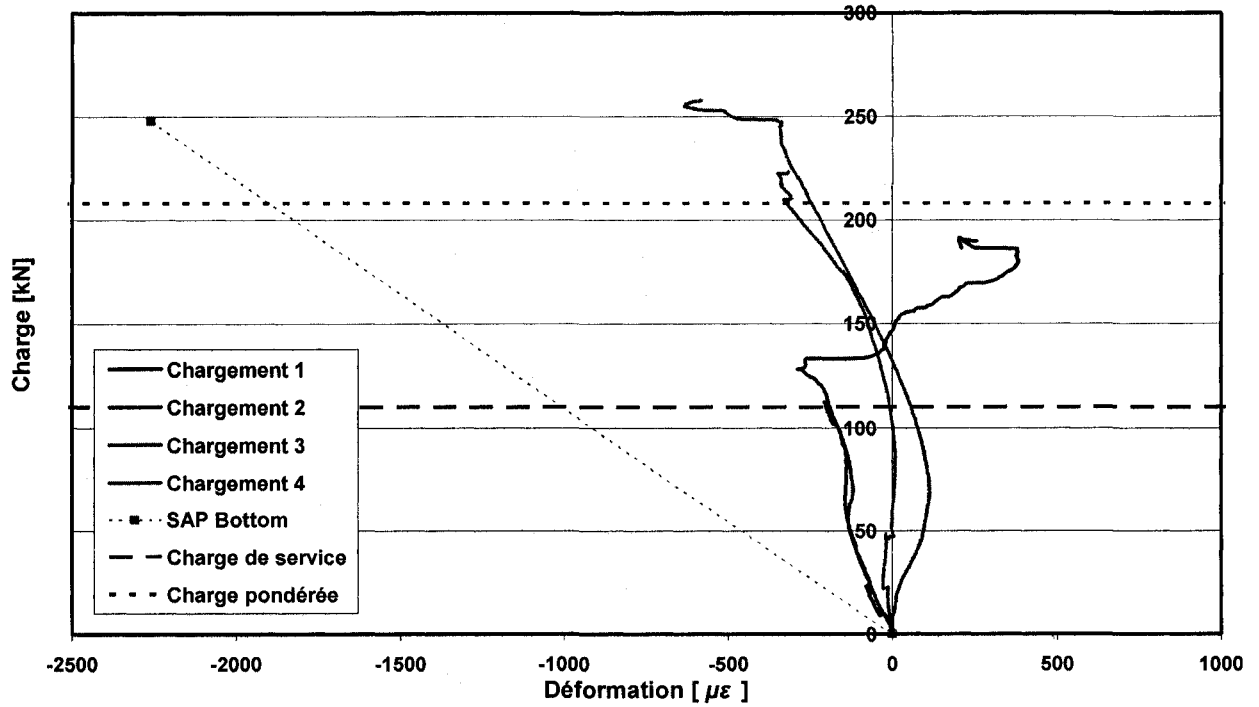
PROTOTYPE 1 - JAUGE 17



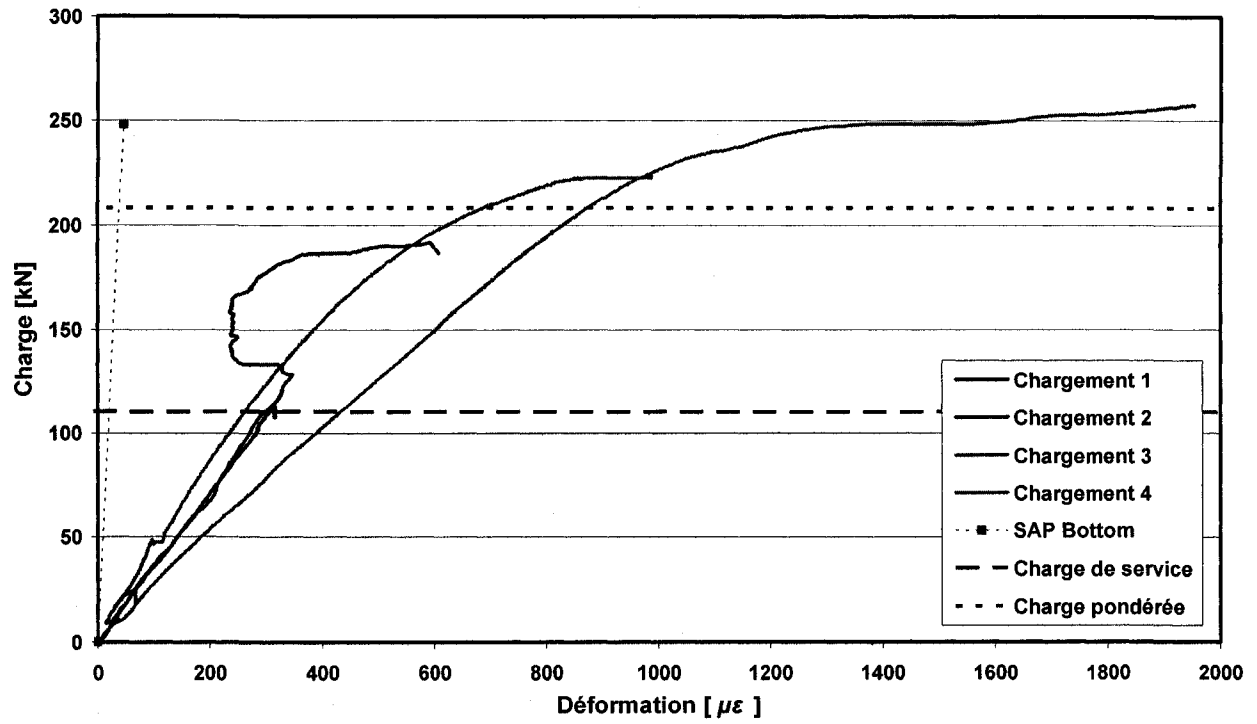
PROTOTYPE 1 - JAUGE 18



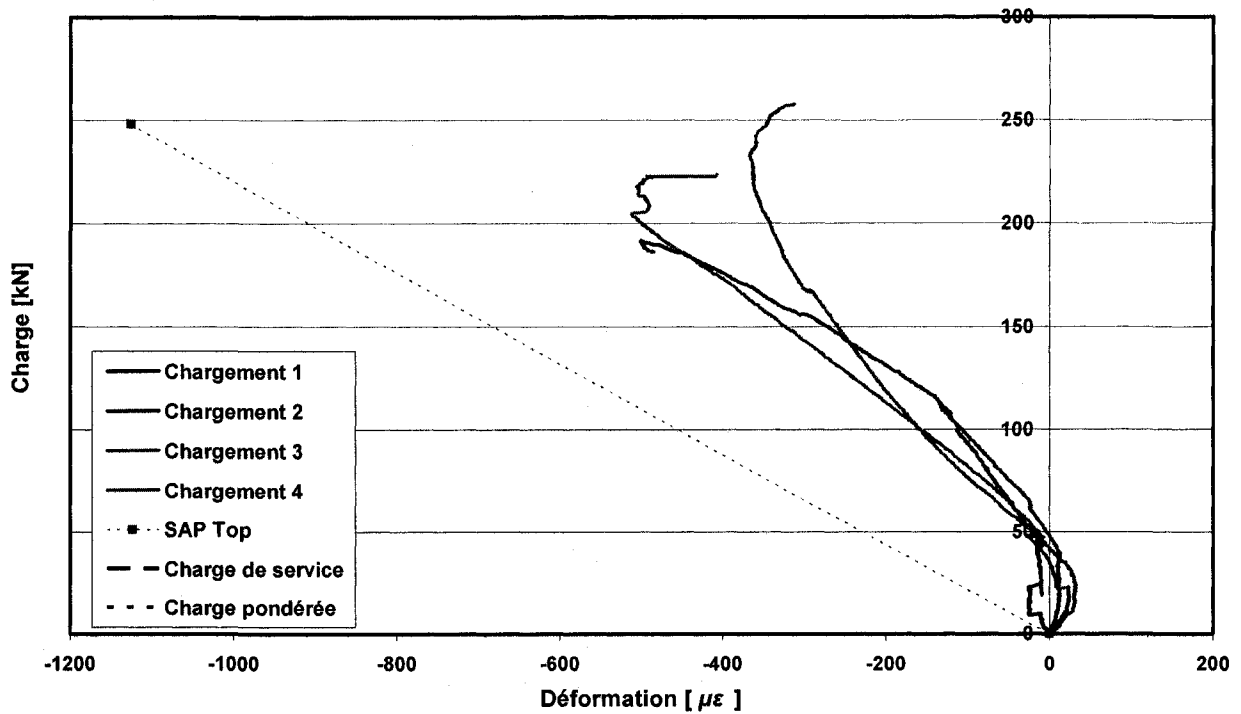
PROTOTYPE 1 - JAUGE 19



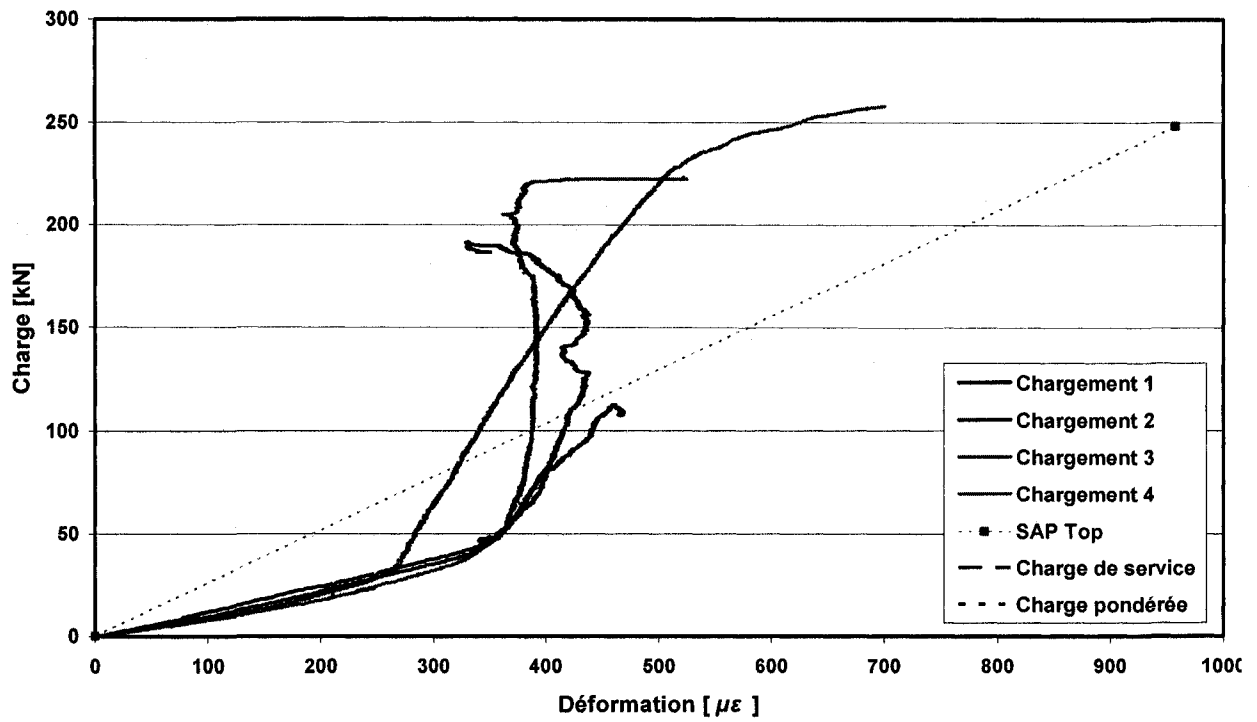
PROTOTYPE 1 - JAUGE 20



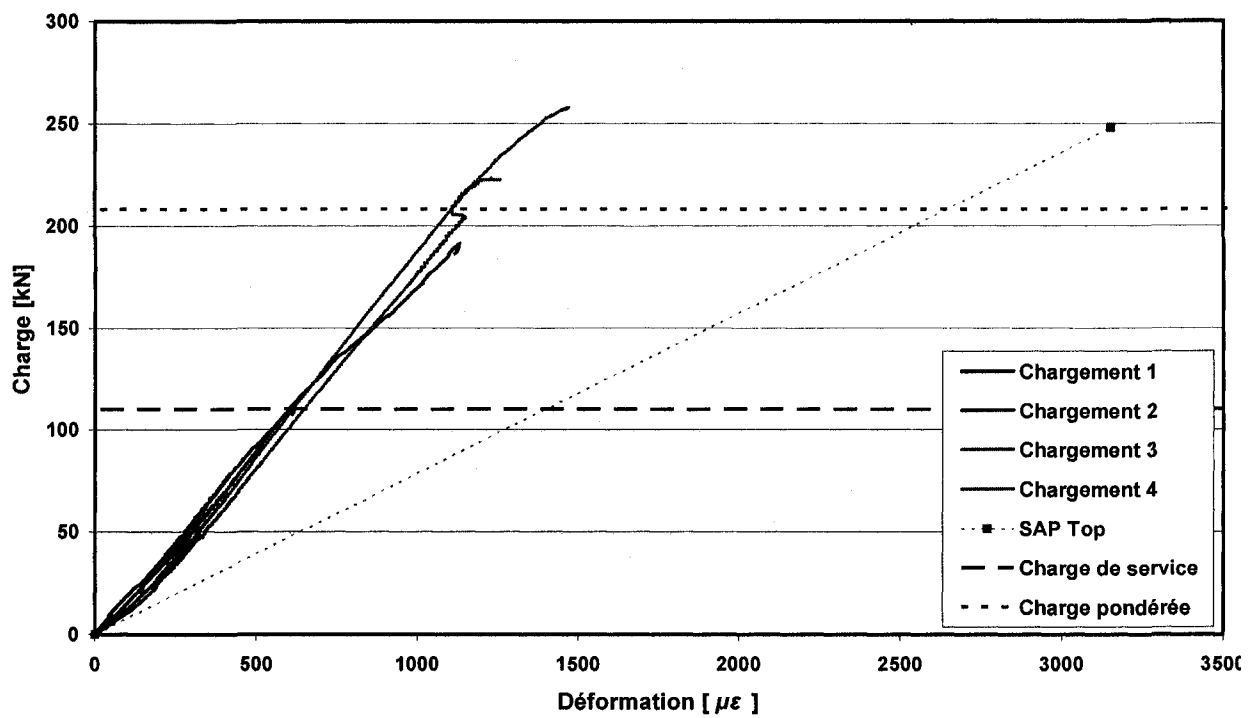
PROTOTYPE 1 - JAUGE 21



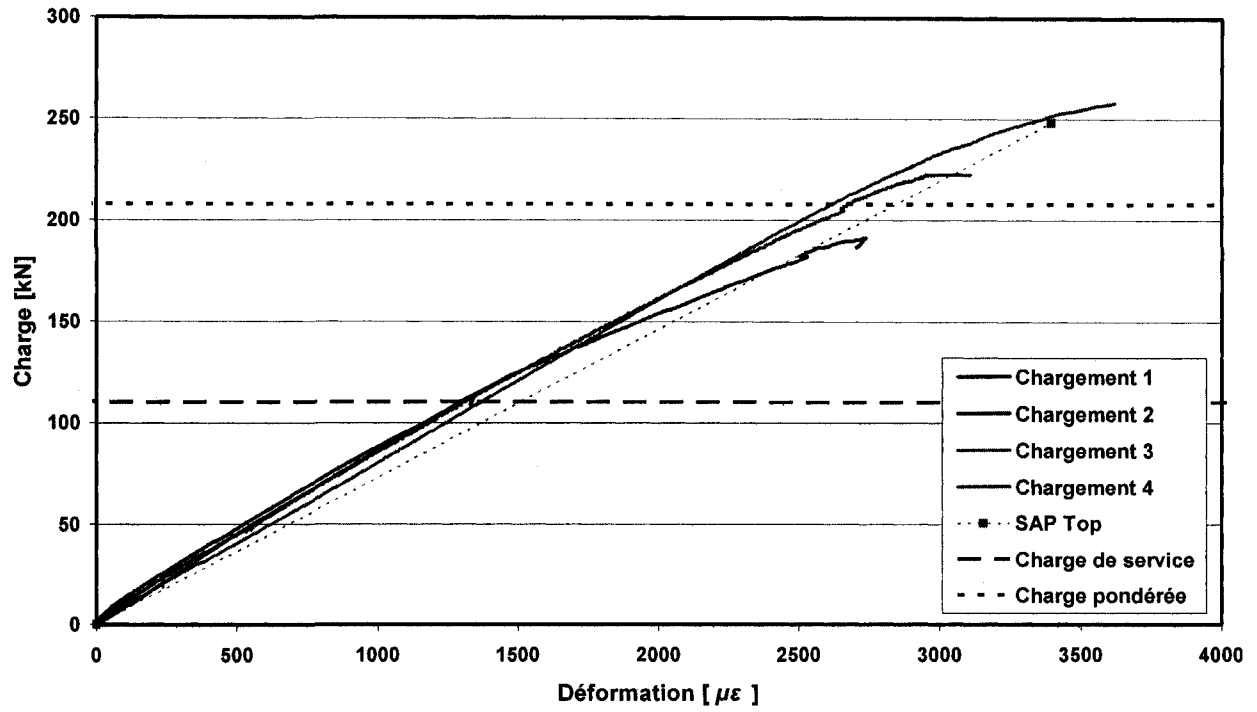
PROTOTYPE 1 - JAUGE 22



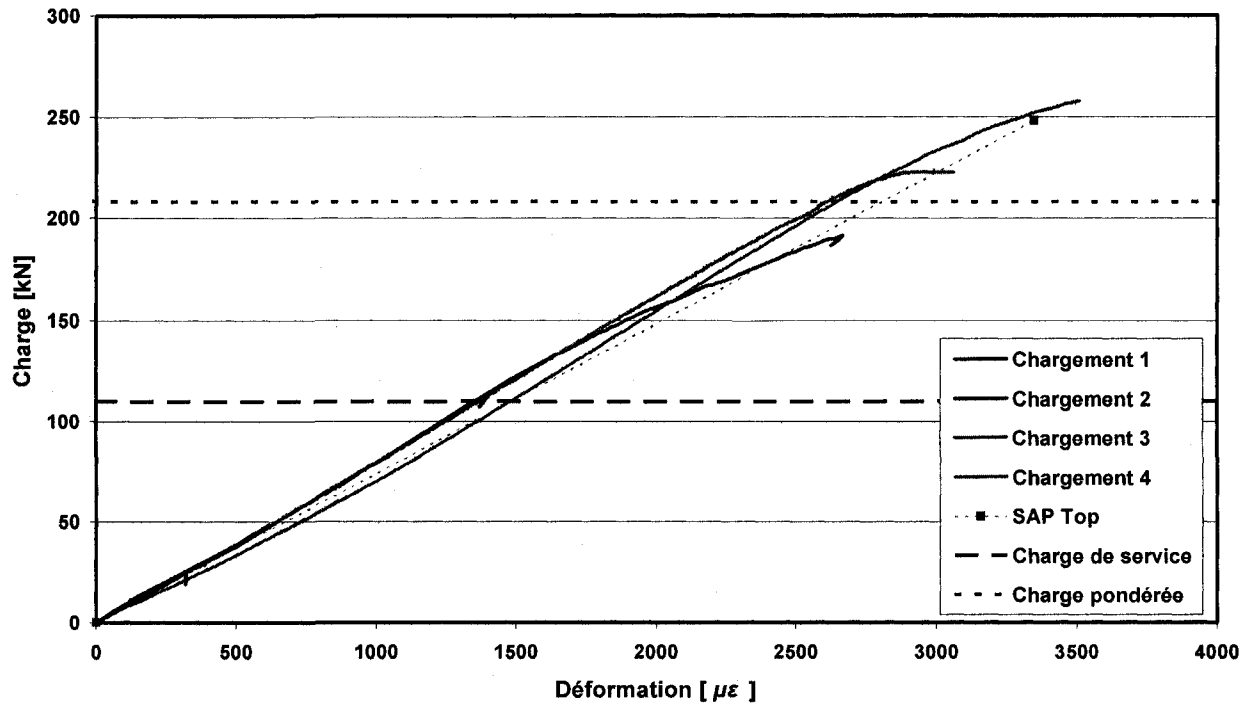
PROTOTYPE 1 - JAUGE 23



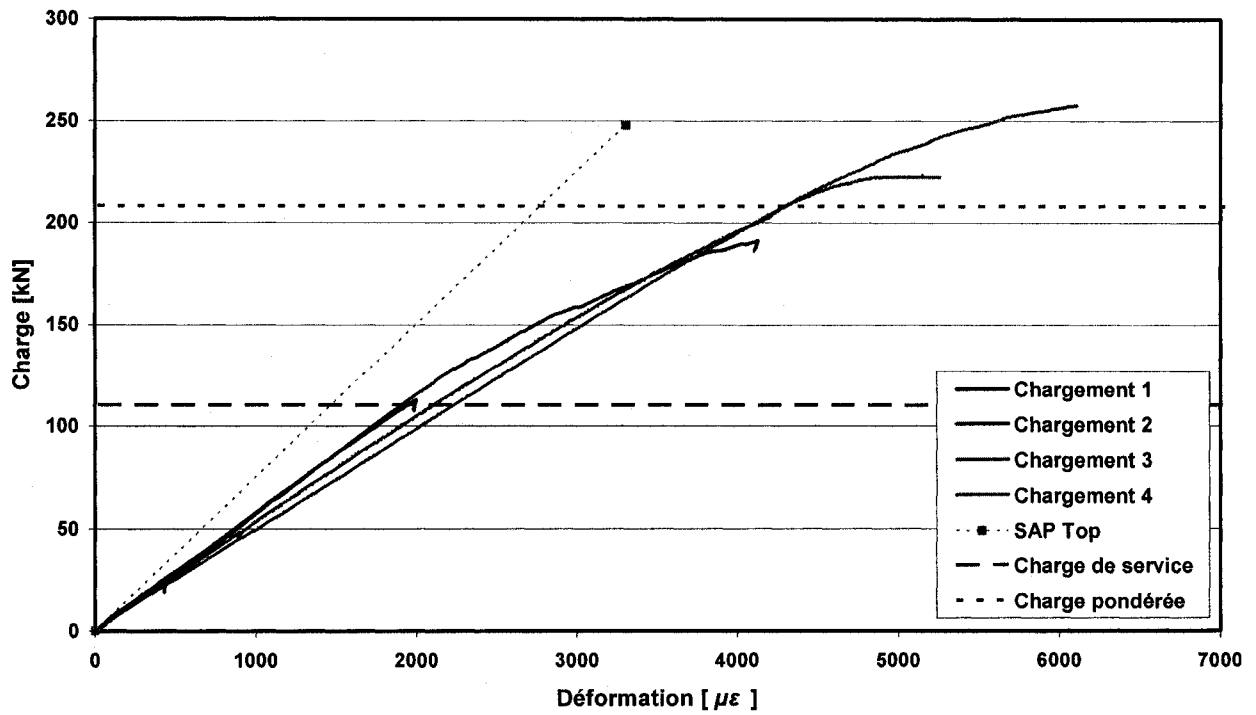
PROTOTYPE 1 - JAUGE 24



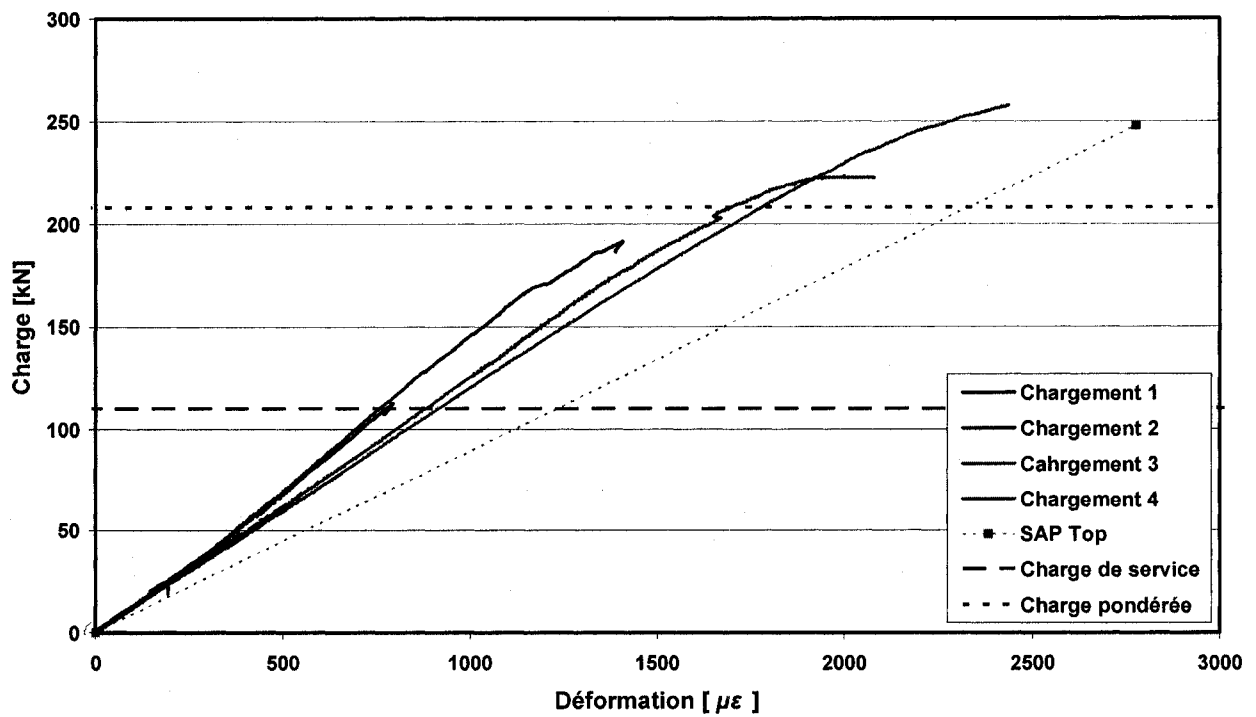
PROTOTYPE 1 - JAUGE 25



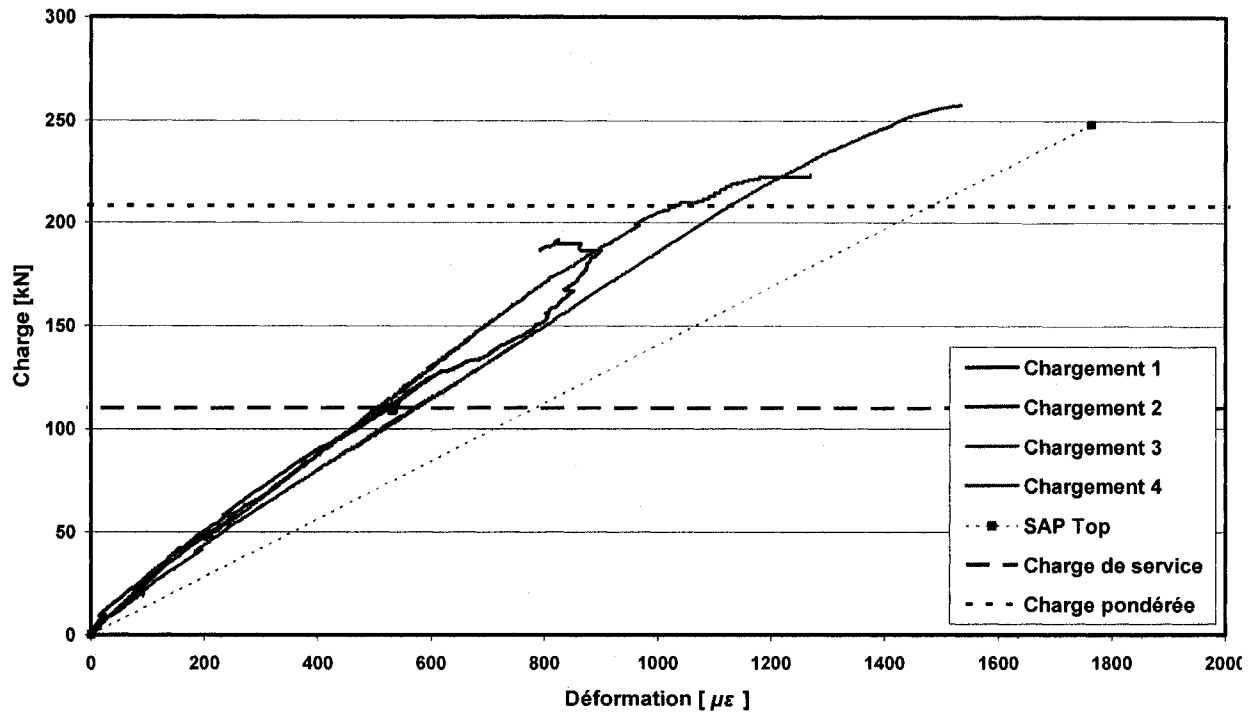
PROTOTYPE 1 - JAUGE 26



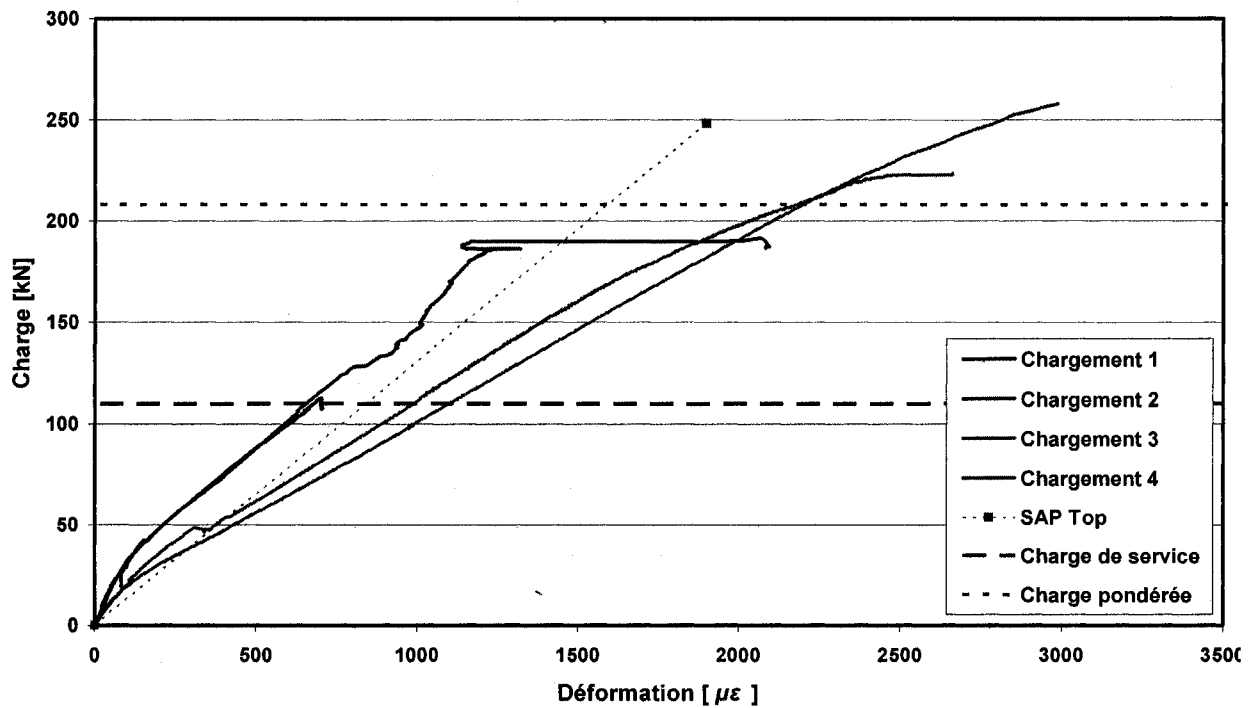
PROTOTYPE 1 - JAUGE 27



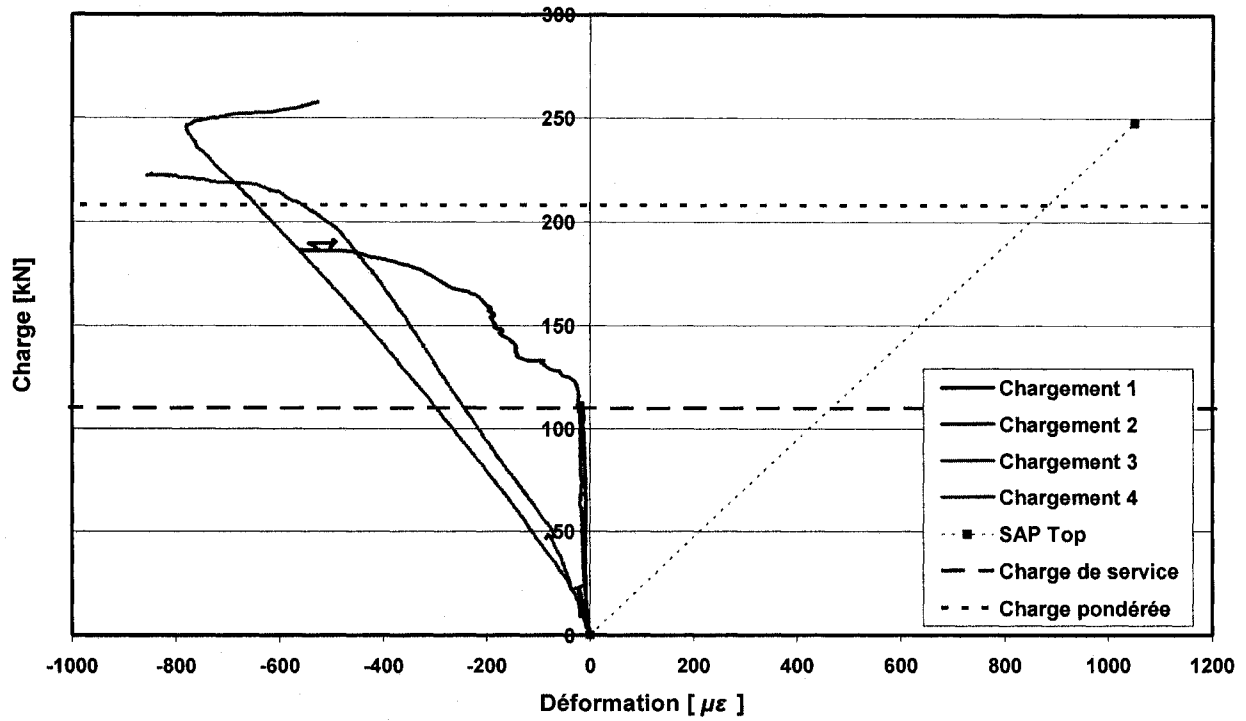
PROTOTYPE 1 - JAUGE 28



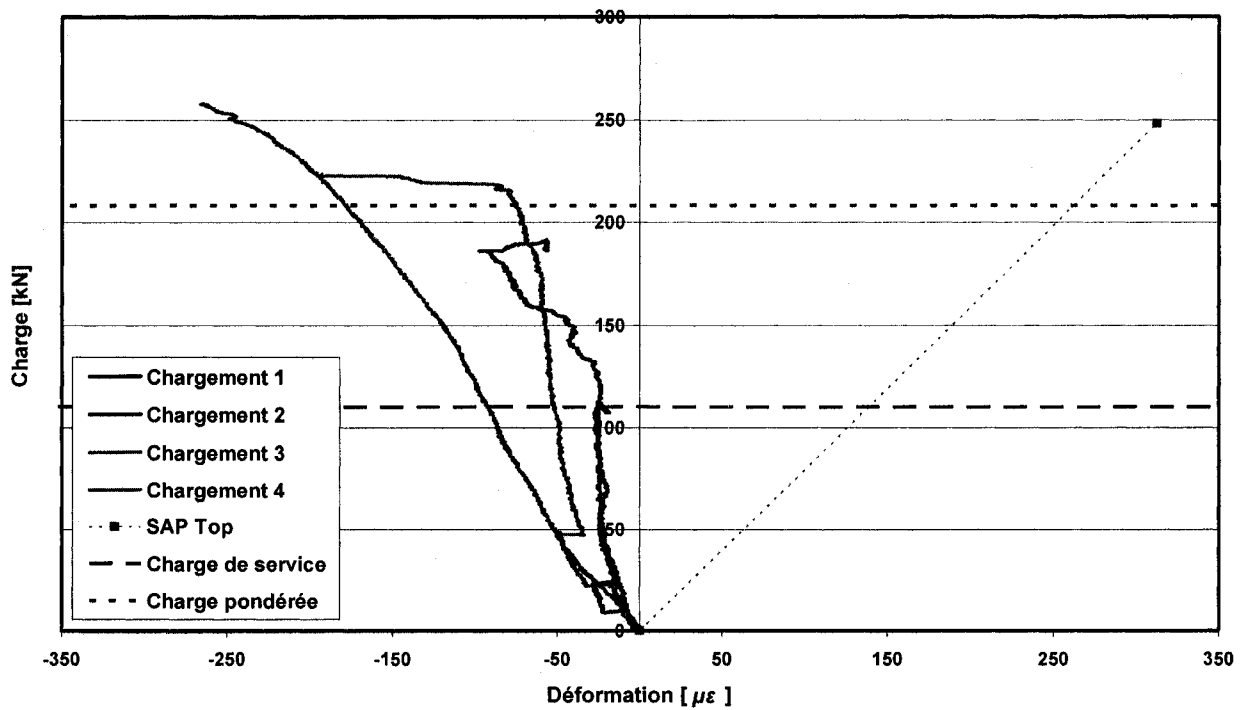
PROTOTYPE 1 - JAUGE 29



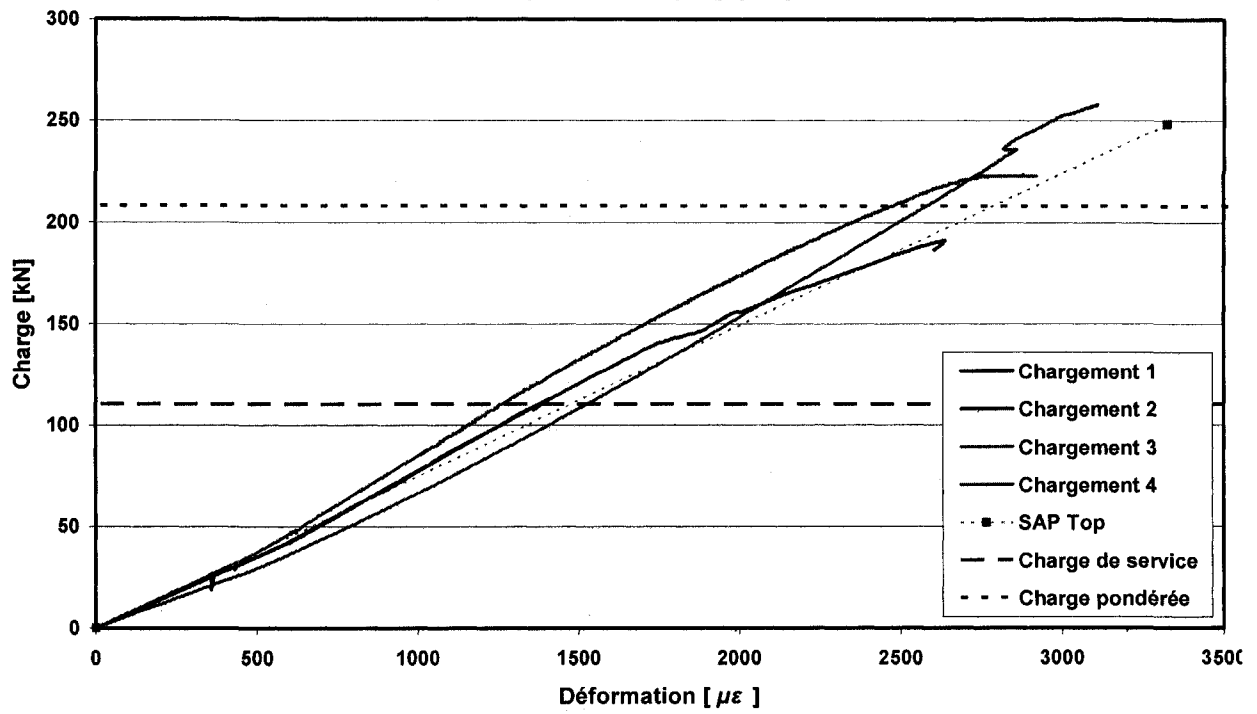
PROTOTYPE 1 - JAUGE 30



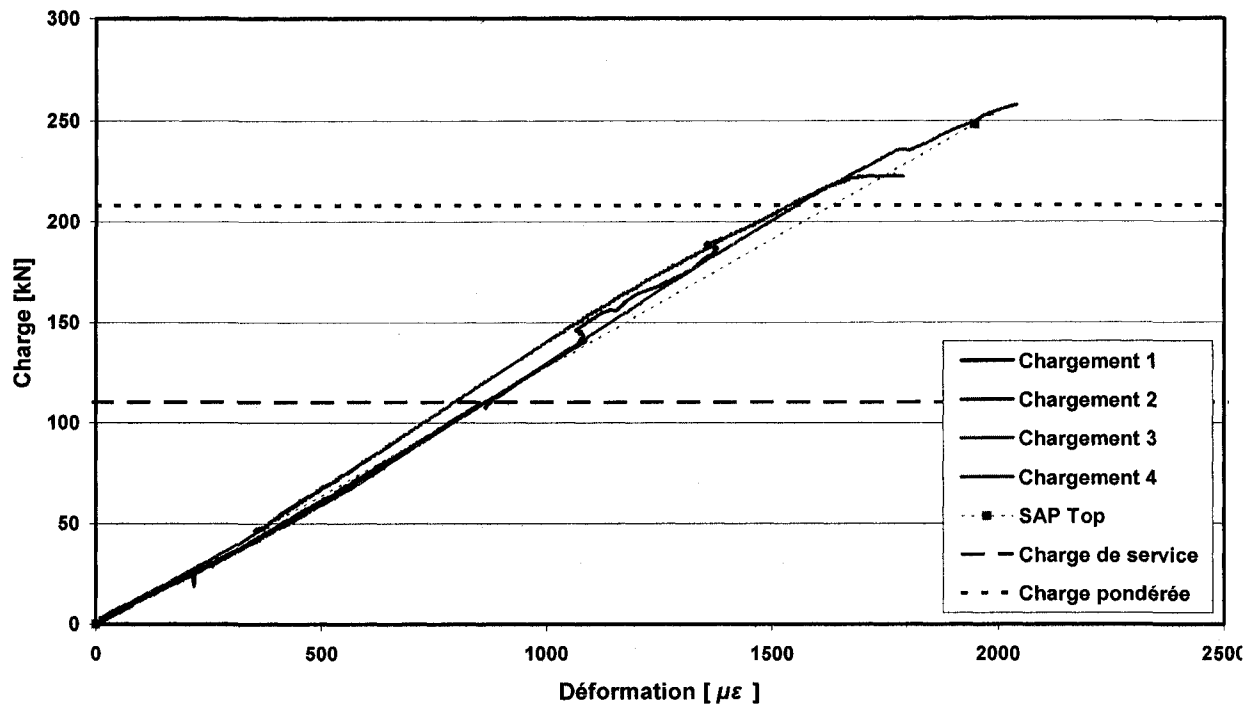
PROTOTYPE 1 - JAUGE 31



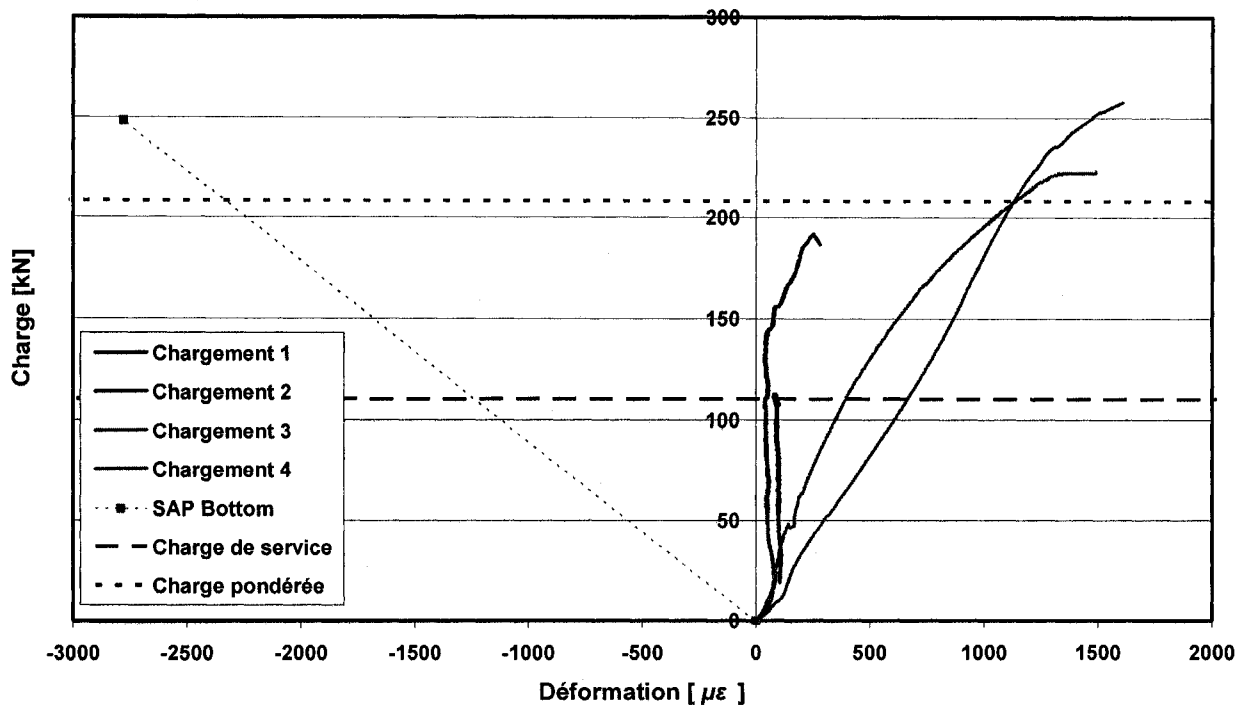
PROTOTYPE 1 - JAUGE 32



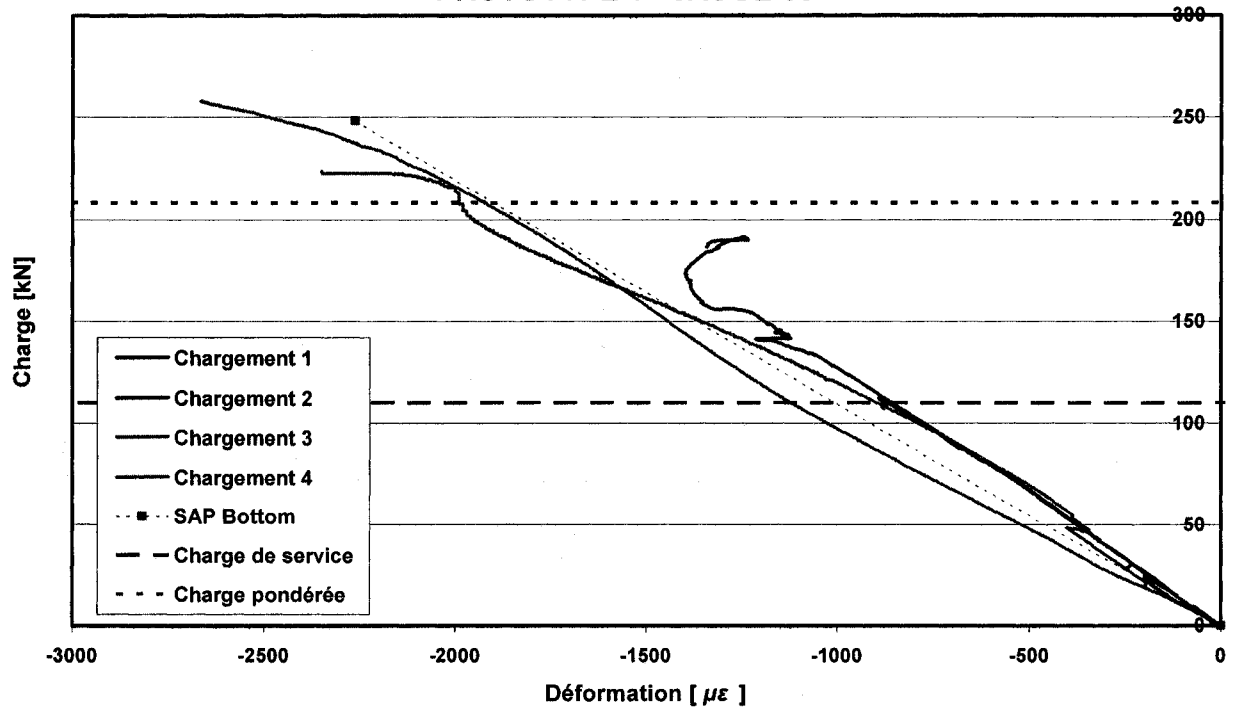
PROTOTYPE 1 - JAUGE 33



PROTOTYPE 1 - JAUGE 34

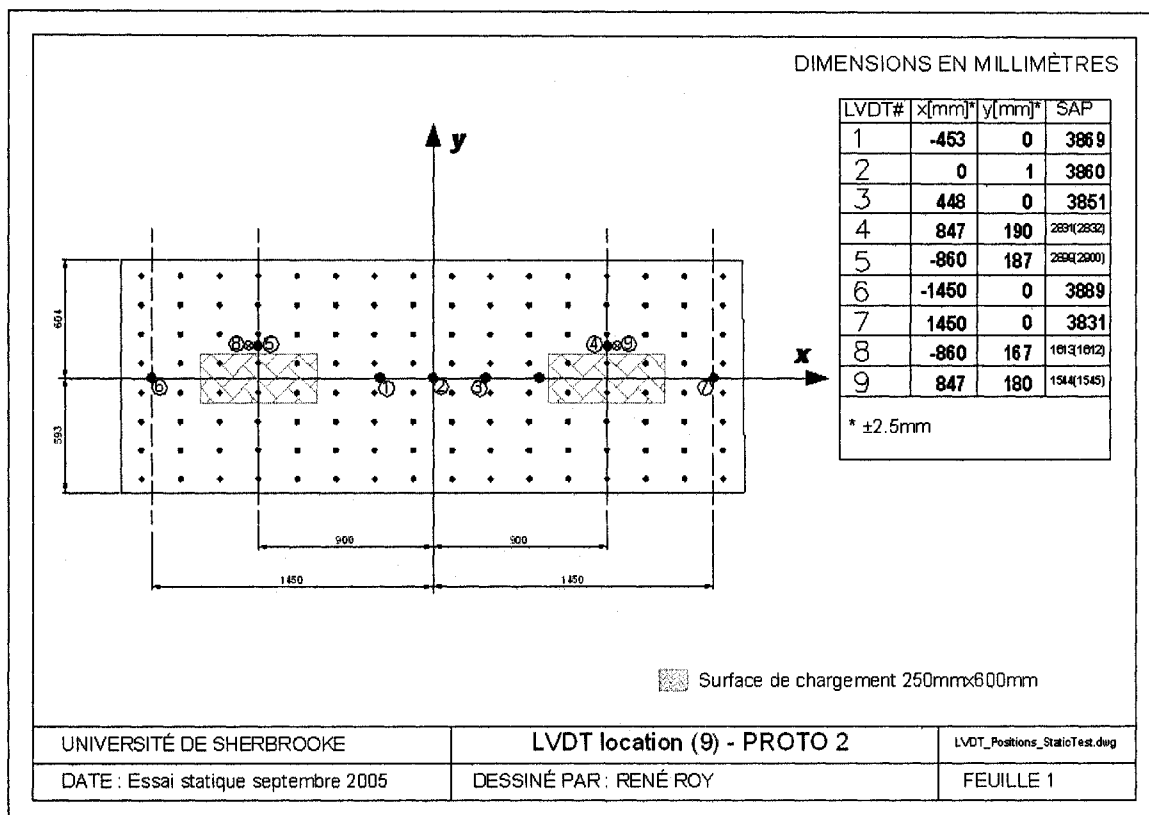


PROTOTYPE 1 - JAUGE 35

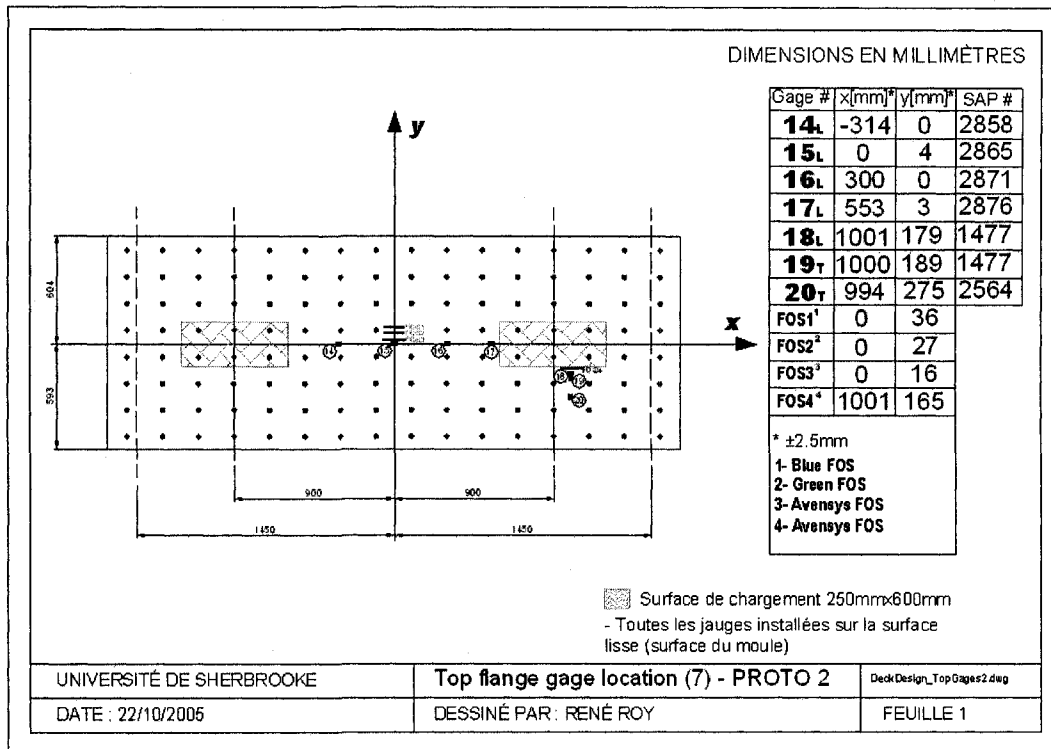


C.2 Prototype 2

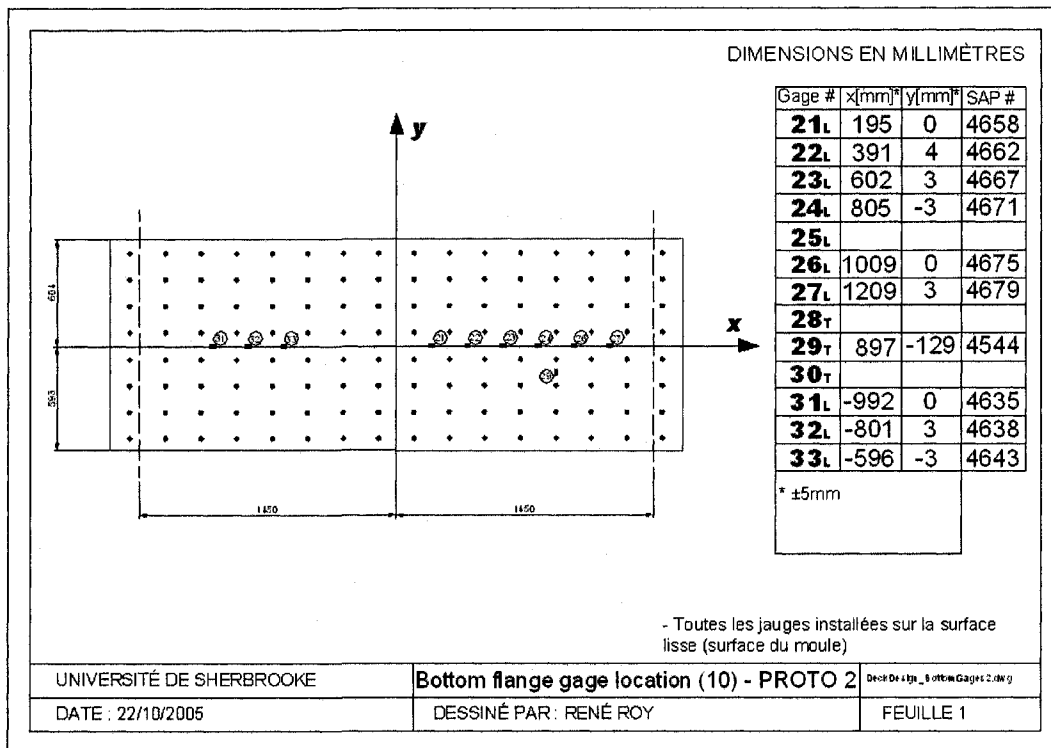
C.2.1 Position des jauges de mesure



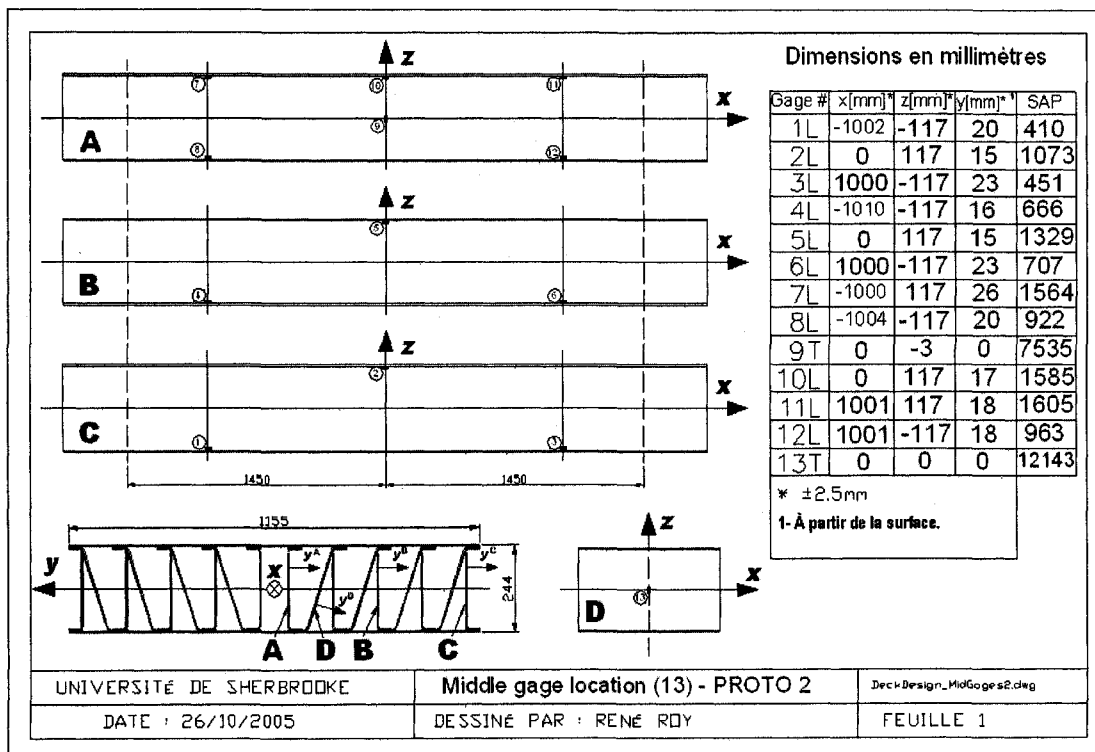
Position des capteurs LVDT sur le panneau supérieur du prototype 2



Position des jauges électriques de déformation et des capteurs à fibre optique sur le panneau supérieur du prototype 2



Position des jauges électriques de déformation sur le panneau inférieur du prototype 2

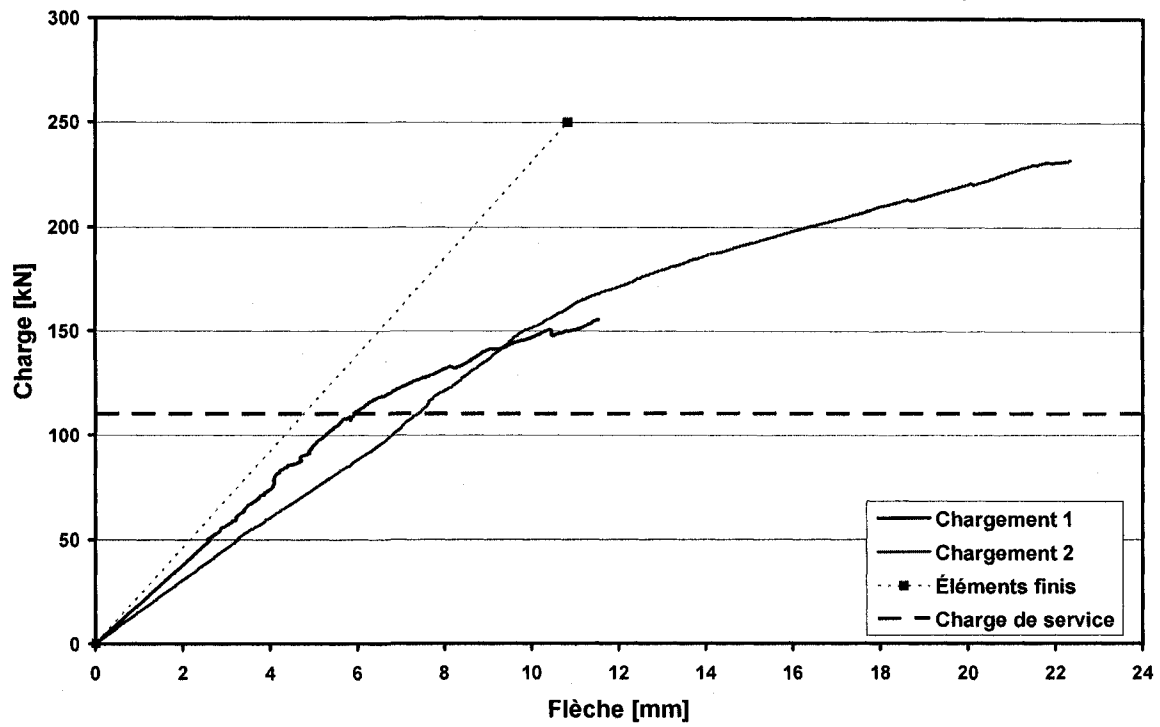


Position des jauges électriques de déformation à l'intérieur du prototype 2

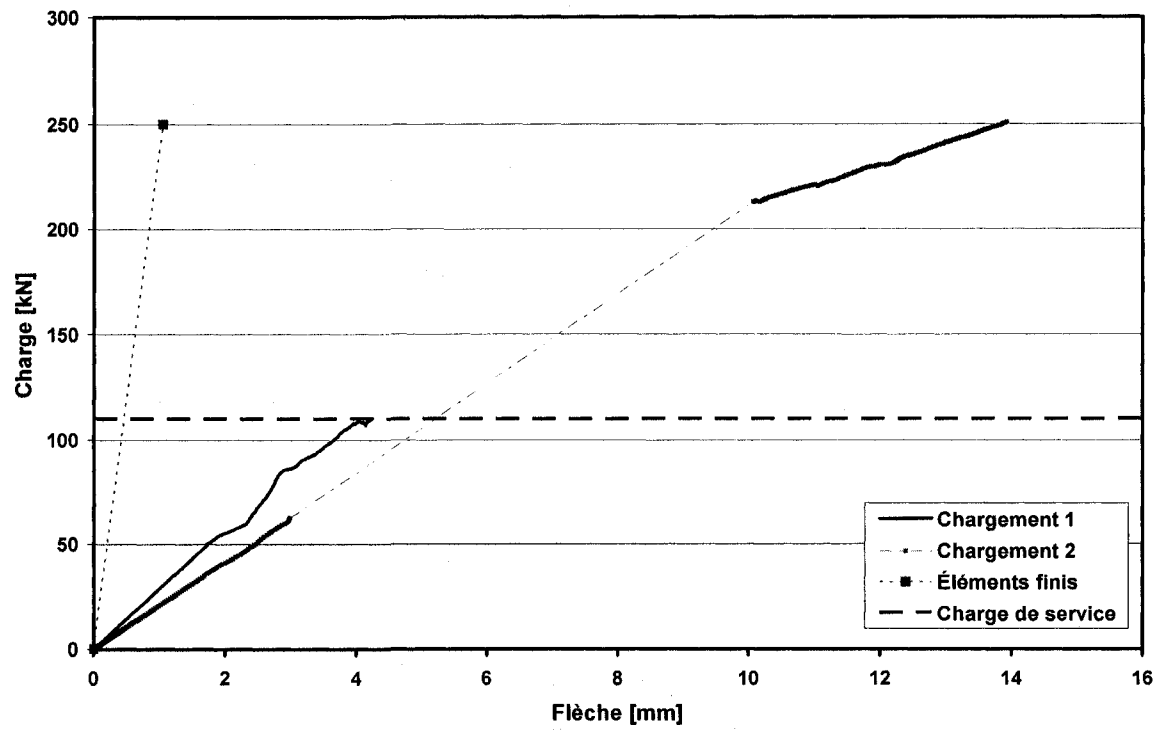
C.2.2 Flèche sous chargement

Coefficients de régression et valeurs du décalage pour le prototype 2					
	Numéro de LVDT	Y=ax+b		R ²	Décalage [mm]
		a	b		
Chargement 1 (100-200 kN)	1	37,951	1,9100	0,9939	-0,050
	2	57,443	-40,008	0,9696	0,696
	3	34,499	-13,252	0,9979	0,384
	4	38,652	-25,663	0,9992	0,664
	5	33,135	-37,292	0,9997	1,125
	6	70,348	-59,498	0,9996	0,846
	7	60,163	-75,620	0,9998	1,257
	8	30,124	-31,896	0,9999	1,059
	9	36,765	-20,671	0,9993	0,562
Chargement 2 (100-300 kN)	1	30,541	-55,446	0,9980	1,700
	2	41,267	-36,068	0,9959	0,874
	3	30,398	-35,003	0,9997	1,151
	4	50,924	-98,136	0,9986	1,850
	5	42,042	-100,37	0,9976	2,200
	6	73,323	-128,68	0,9923	1,755
	7	63,756	-129,03	0,9865	2,024
	8	30,220	-64,262	0,9987	2,000
	9	27,679	-45,140	0,9991	1,500

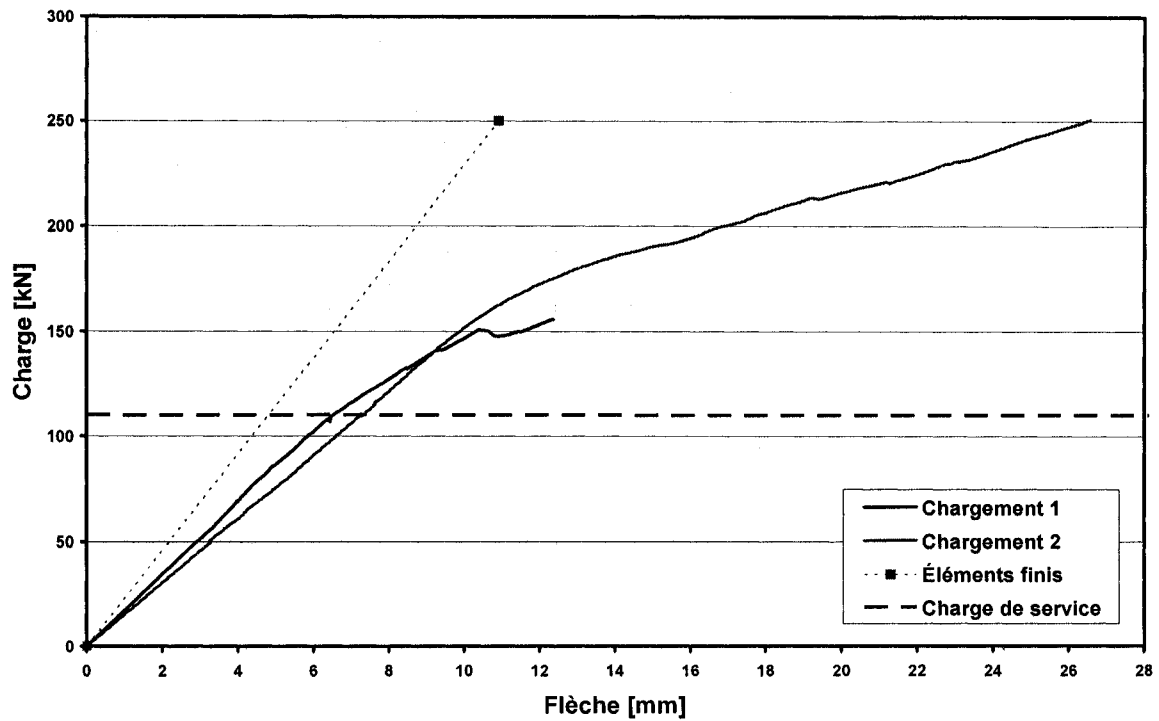
PROTOTYPE 2 - LVDT 1 (portée nord près du centre)



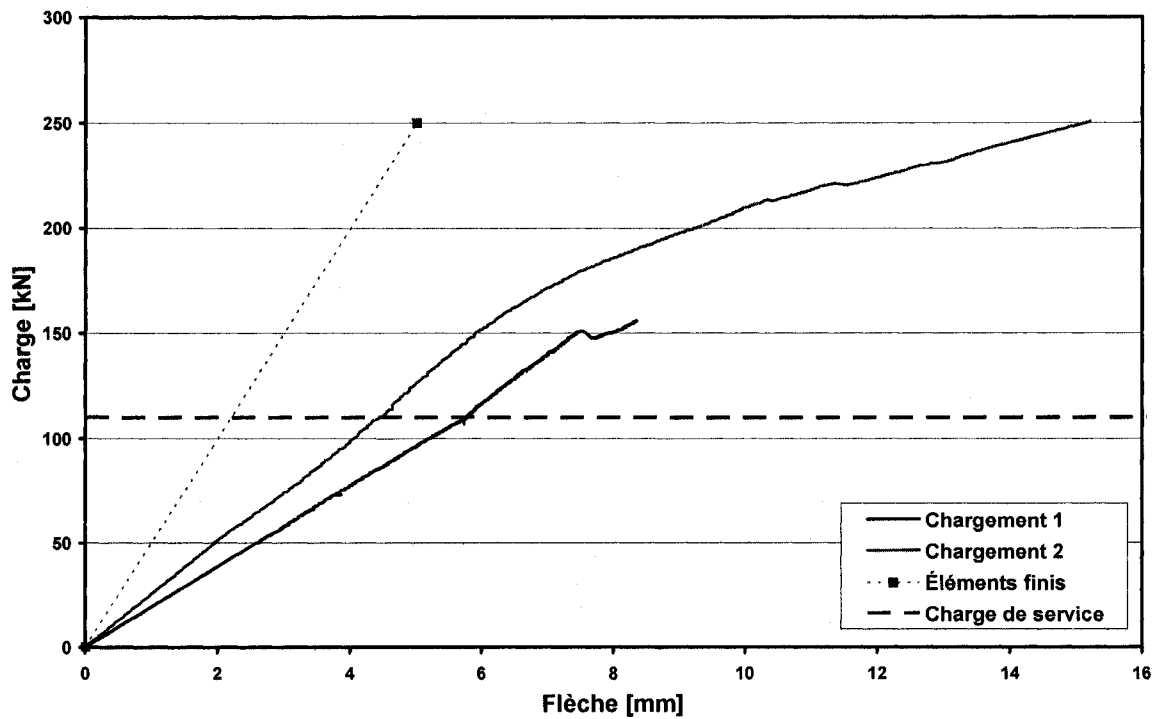
PROTOTYPE 2 - LVDT 2 (support du milieu)



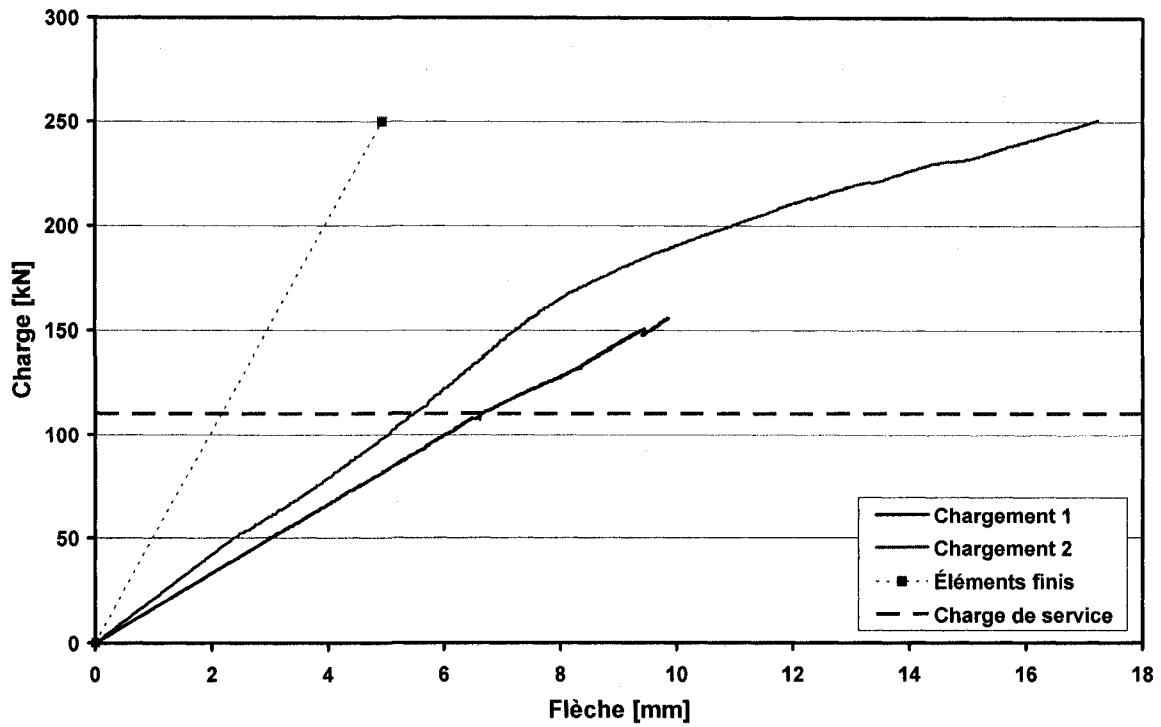
PROTOTYPE 2 - LVDT 3 (portée sud près du centre)



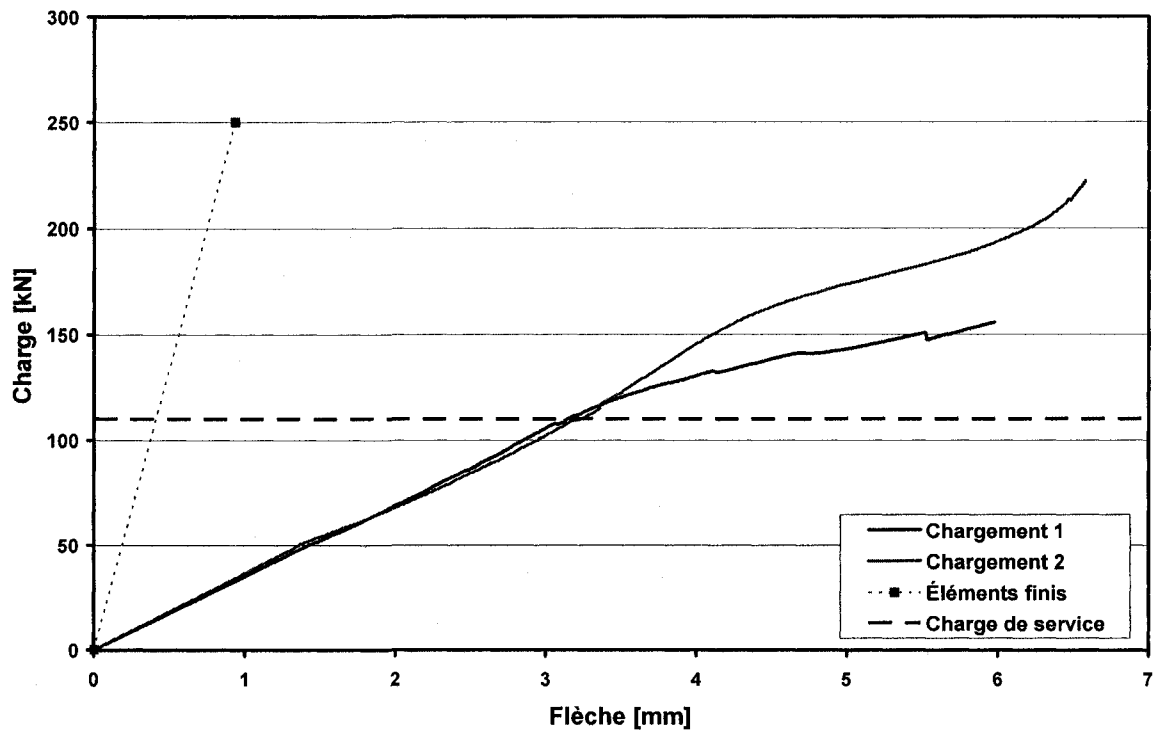
PROTOTYPE 2 - LVDT 4 (chargement côté sud)



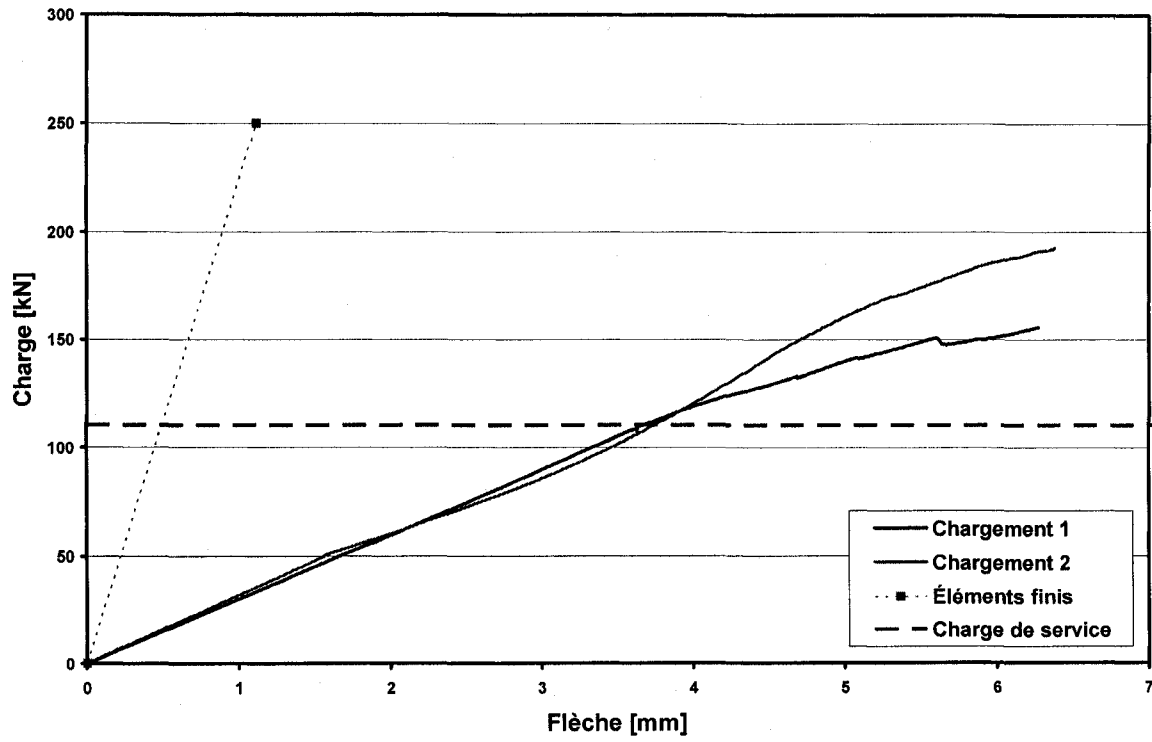
PROTOTYPE 2 - LVDT 5 (chargement côté nord)



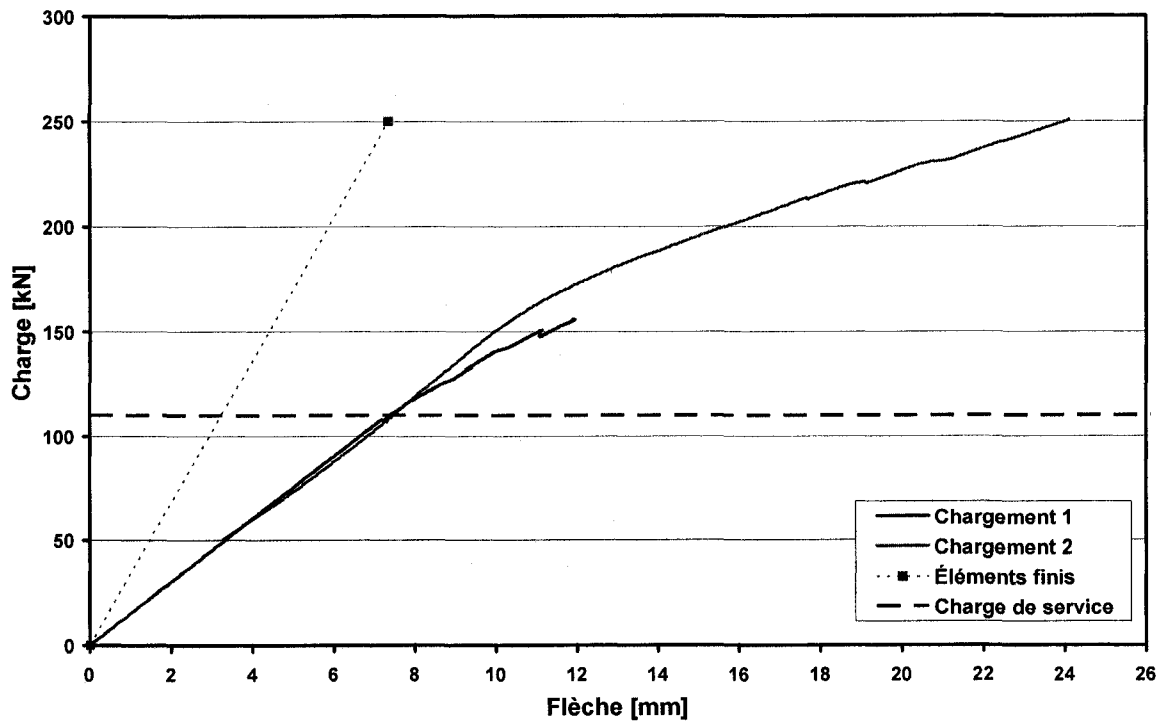
PROTOTYPE 2 - LVDT 6 (support côté nord)



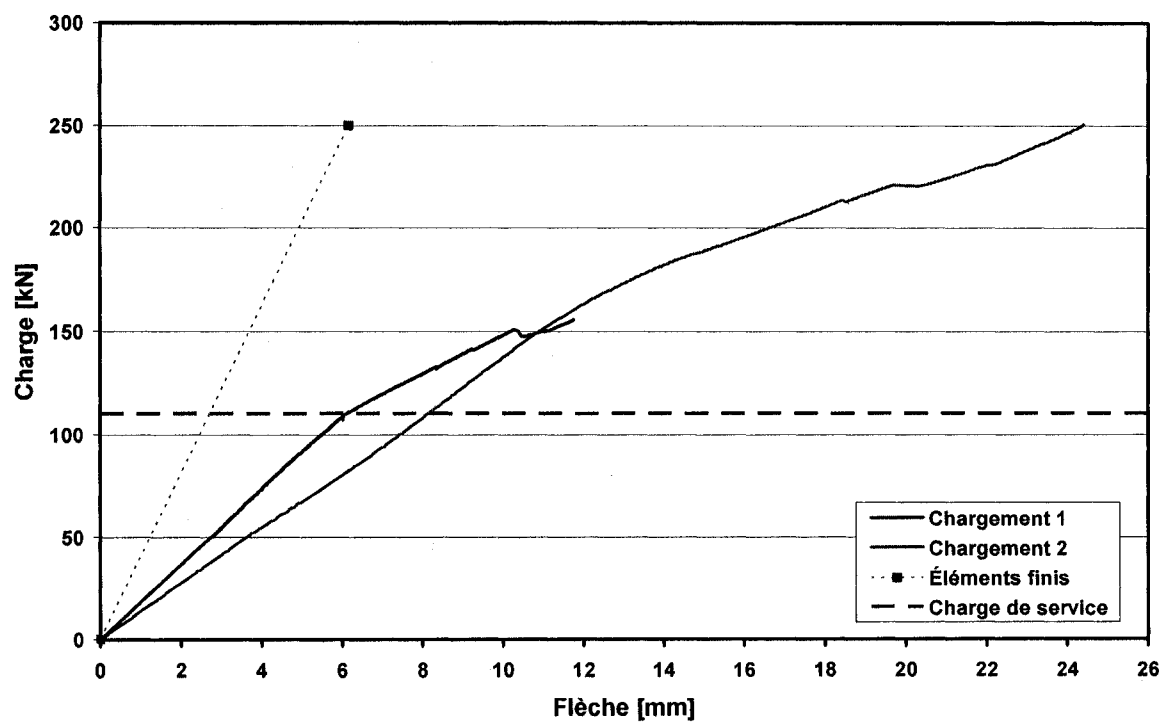
PROTOTYPE 2 - LVDT 7 (support côté sud)



PROTOTYPE 2 - LVDT 8 (en-dessous côté sud)



PROTOTYPE 2 - LVDT 9 (en-dessous côté nord)



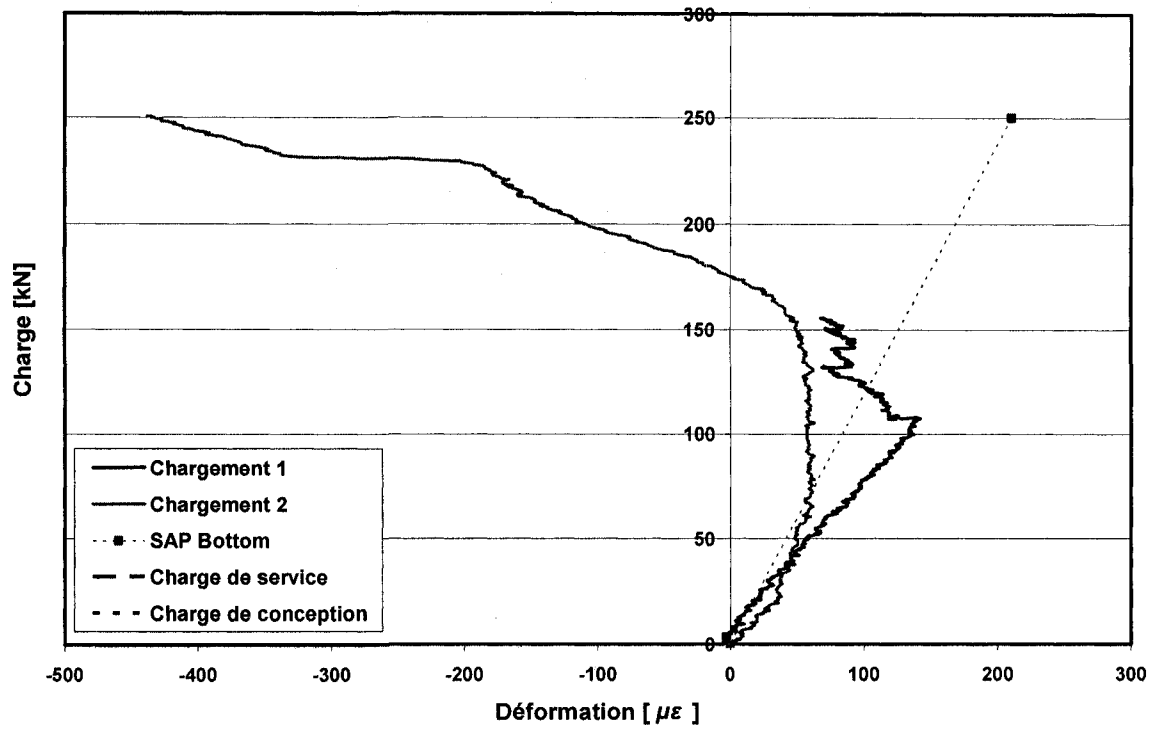
C.2.3 Déformation sous chargement

Résultats de déformation à l'intérieur du prototype 2						
Jauge	Orientation	Chargement	Charge de service (110,25 kN)		Charge pondérée (208,25 kN)	
			Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% f_u	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% f_u
1	Longitudinale	1	119	0,6%	-	-
		2	57	0,3%	-140	1,6%
2	Longitudinale	1	-117	1,3%	-	-
		2	-119	1,4%	-284	3,2%
3	Longitudinale	1	133	0,7%	-	-
		2	52	0,3%	-32	0,4%
4	Longitudinale	1	327	1,7%	-	-
		2	296	1,6%	636	3,4%
5	Longitudinale	1	1190	6,3%	-	-
		2	823	4,4%	1629	8,6%
6	Longitudinale	1	-4347	49,3%	-	-
		2	-2855	32,4%	-6750	76,6%
7	Longitudinale	1	-33	0,4%	-	-
		2	-727	8,3%	-2369	26,9%
9	Transversale	1	26	0,1%	-	-
		2	16	0,1%	-63	0,8%
10	Longitudinale	1	1022	5,4%	-	-
		2	1718	9,1%	4015	21,2%
11	Longitudinale	1	-977	11,1%	-	-
		2	-1004	11,4%	-2180	24,7%
12	Longitudinale	1	1433	7,6%	-	-
		2	1779	9,4%	4466	23,6%
13	Transversale	1	110	0,6%	-	-
		2	116	0,7%	149	0,8%

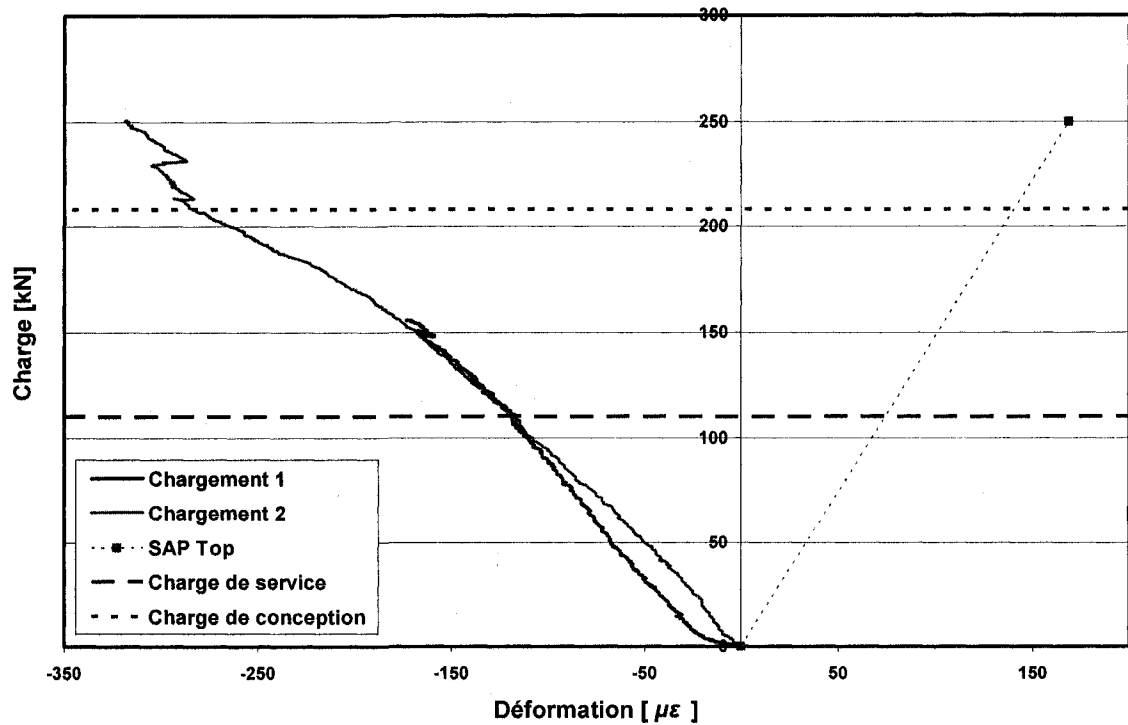
Résultats de déformation sur la surface supérieure du prototype 2						
Jauge	Orientation	Chargement	Charge de service (110,25 kN)		Charge pondérée (208,25 kN)	
			Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% f_u	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	% f_u
14	Longitudinale	1	-1489	16,9%	-	-
		2	-1533	17,4%	-3078	34,9%
15	Longitudinale	1	938	5,0%	-	-
		2	899	4,8%	1550	8,2%
16	Longitudinale	1	-171	1,9%	-	-
		2	-235	2,7%	-441	5,0%
17	Longitudinale	1	1132	6,0%	-	-
		2	921	4,9%	2677	14,2%
18	Longitudinale	1	-999	11,3%	-	-
		2	-823	9,3%	-2287	26,0%
19	Longitudinale	1	1278	7,3%	-	-
		2	2144	12,2%	6125	34,9%
20	Longitudinale	1	322	1,8%	-	-
		2	244	1,4%	1103	6,3%

Résultats de déformation sur la surface inférieure du prototype 2						
Jauge	Orientation	Chargement	Charge de service (110,25 kN)		Charge pondérée (208,25 kN)	
			Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	$\%f_u$	Déformation mesurée [$\mu\epsilon$]	$\%f_u$
21	Longitudinale	1	-410	4,7%	-	-
		2	-283	3,2%	342	1,8%
22	Longitudinale	1	-29	0,3%	-	-
		2	65	0,3%	723	3,8%
23	Longitudinale	1	195	1,0%	-	-
		2	215	1,1%	519	2,7%
24	Longitudinale	1	1434	7,6%	-	-
		2	1486	7,9%	3284	17,4%
26	Longitudinale	1	181	1,0%	-	-
		2	186	1,0%	415	2,2%
27	Longitudinale	1	887	4,7%	-	-
		2	1118	5,9%	2707	14,3%
29	Longitudinale	1	530	3,0%	-	-
		2	648	3,7%	1130	6,4%
31	Transversale	1	1336	7,1%	-	-
		2	1555	8,2%	3359	17,8%
32	Longitudinale	1	1245	6,6%	-	-
		2	1550	8,2%	3107	16,4%
33	Longitudinale	1	837	4,4%	-	-
		2	1087	5,7%	2203	11,7%

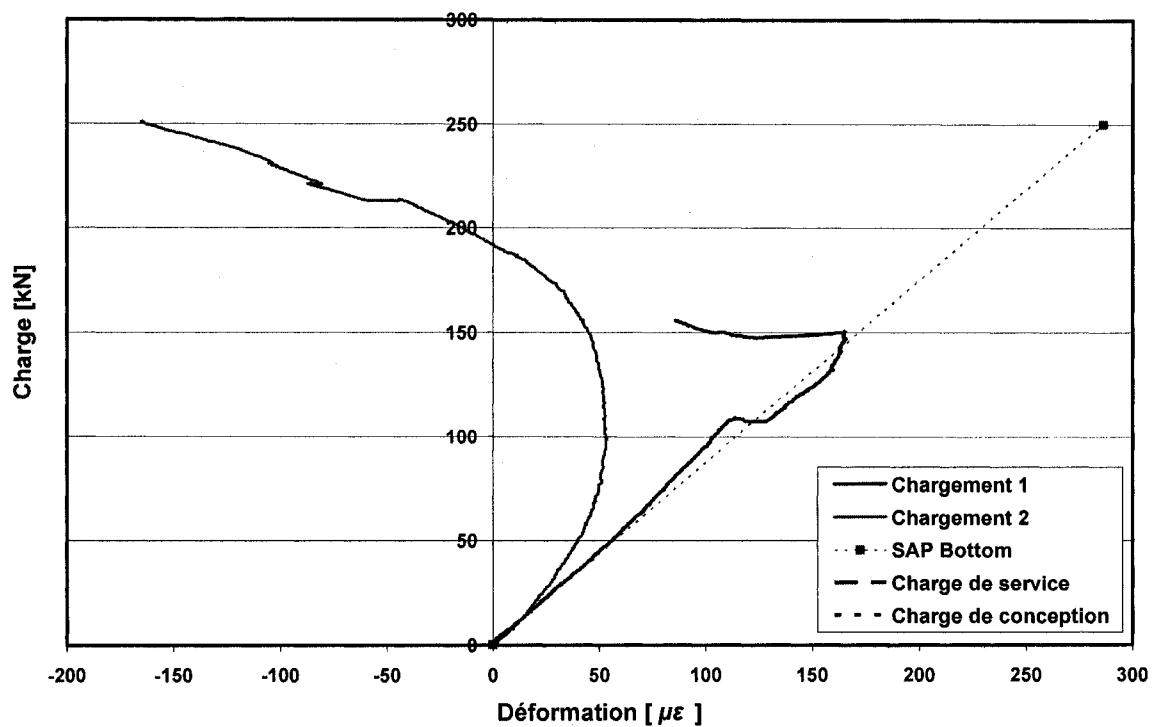
PROTOTYPE 2 - JAUGE 1



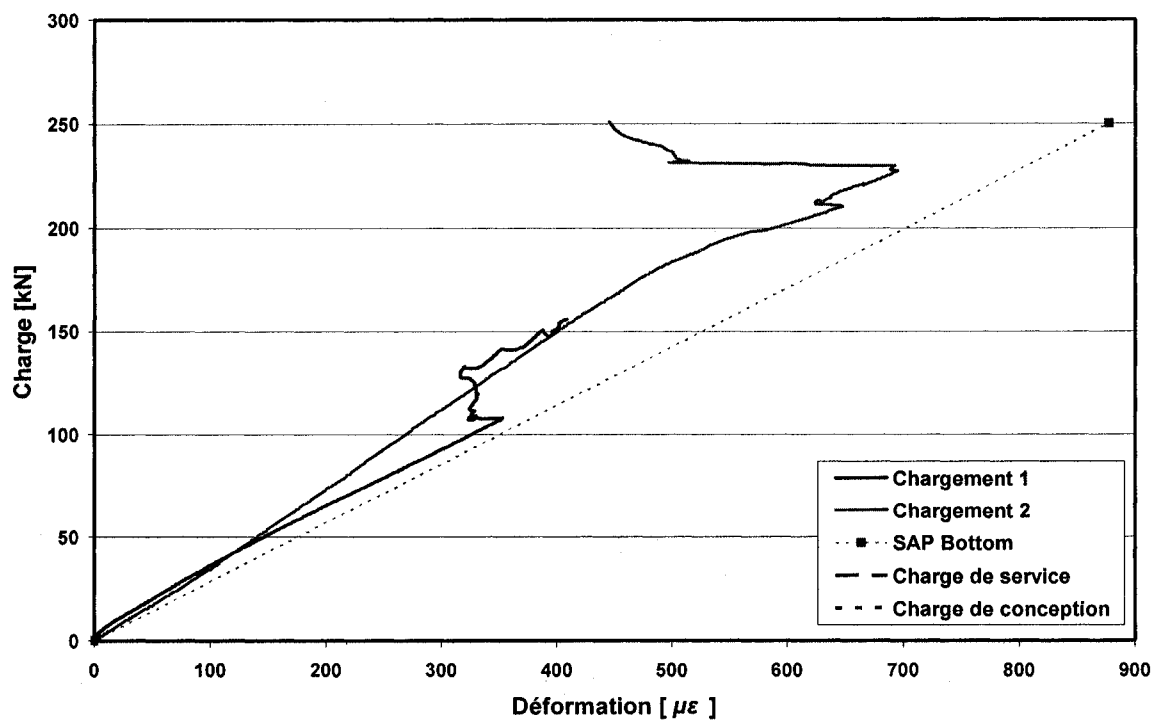
PROTOTYPE 2 - JAUGE 2



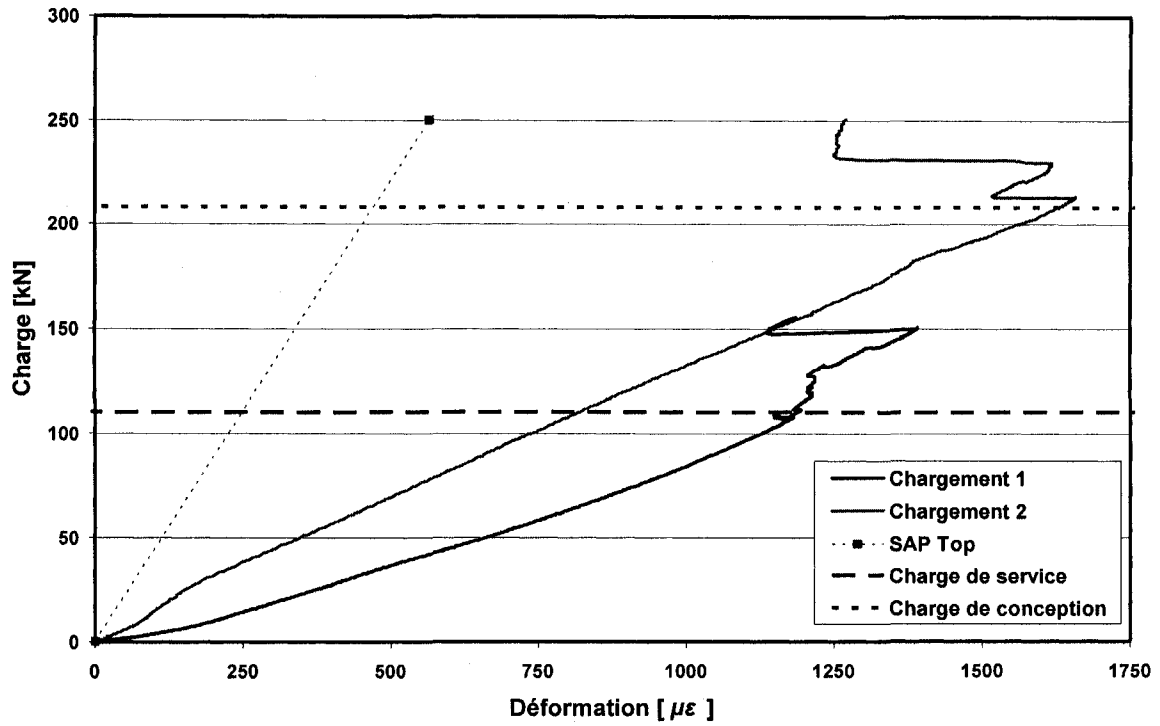
PROTOTYPE 2 - JAUGE 3



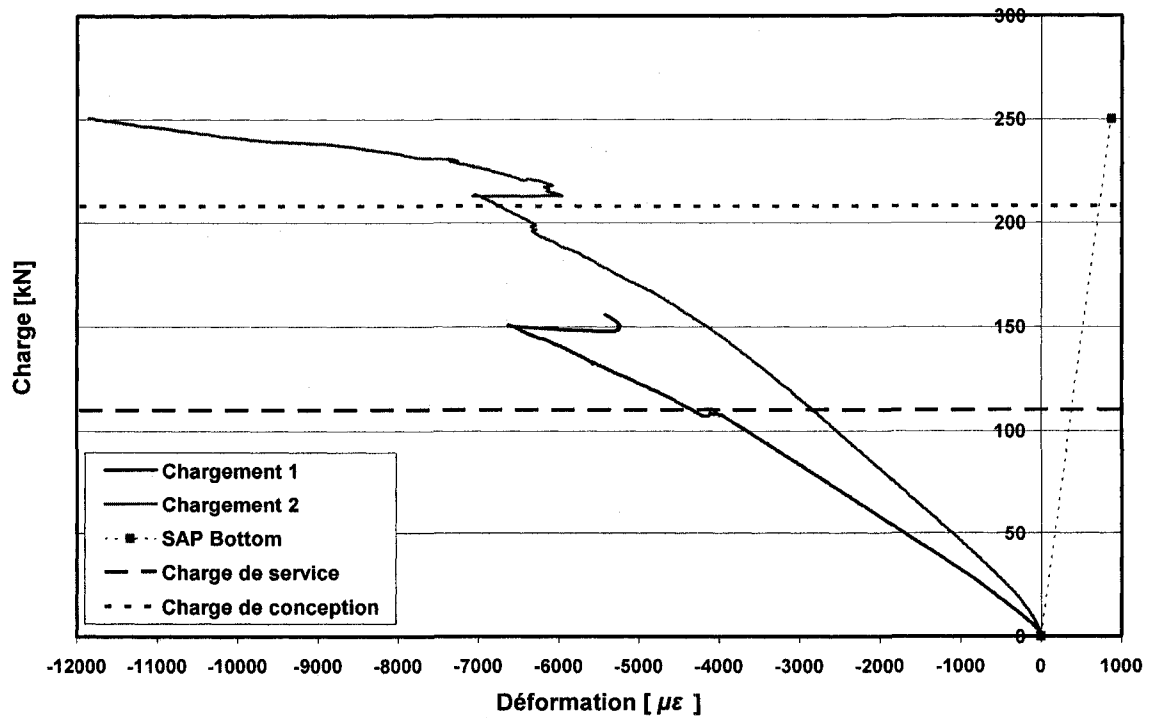
PROTOTYPE 2 - JAUGE 4



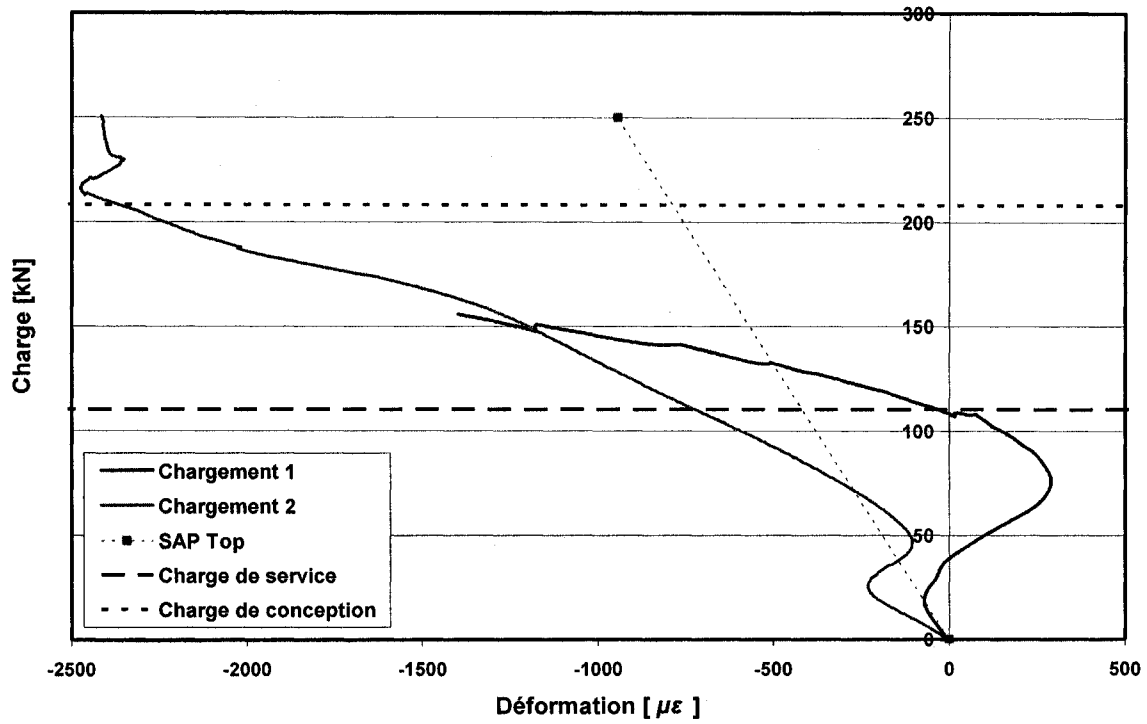
PROTOTYPE 2 - JAUGE 5



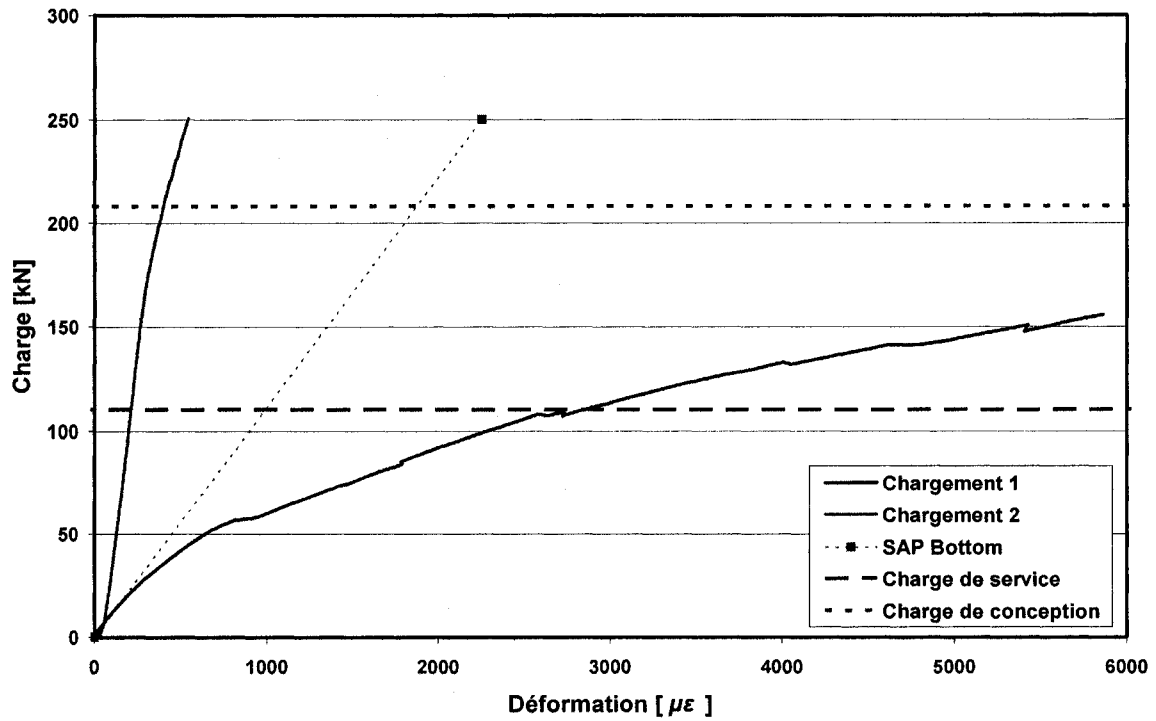
PROTOTYPE 2 - JAUGE 6



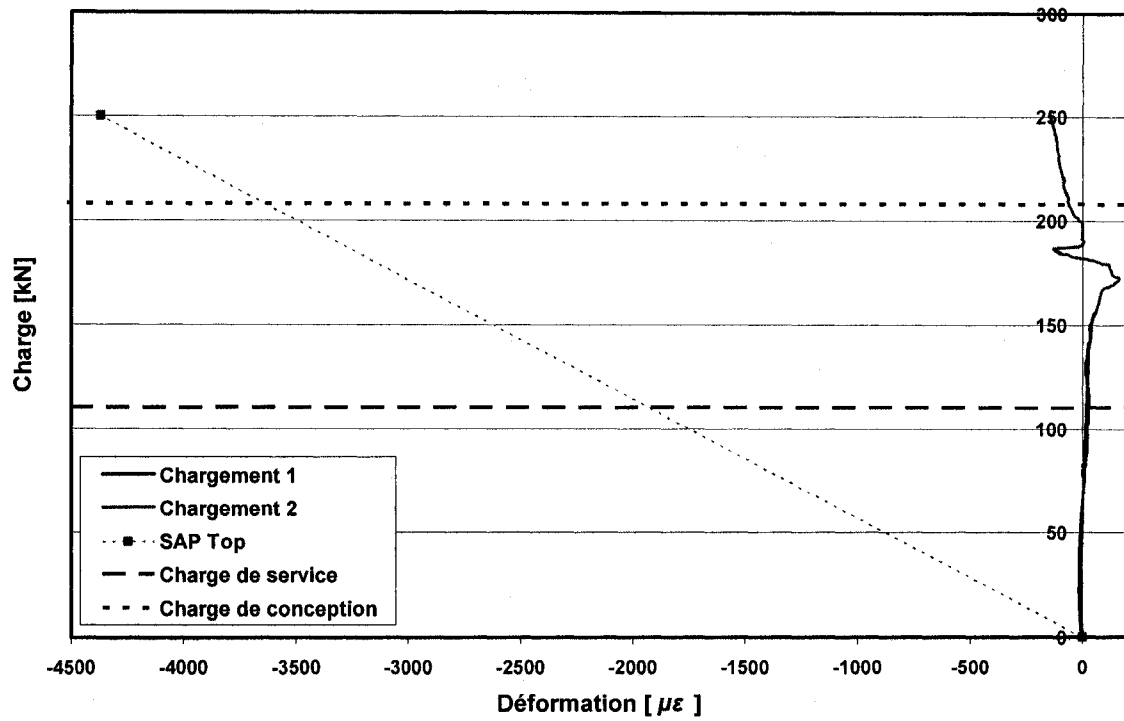
PROTOTYPE 2 - JAUGE 7



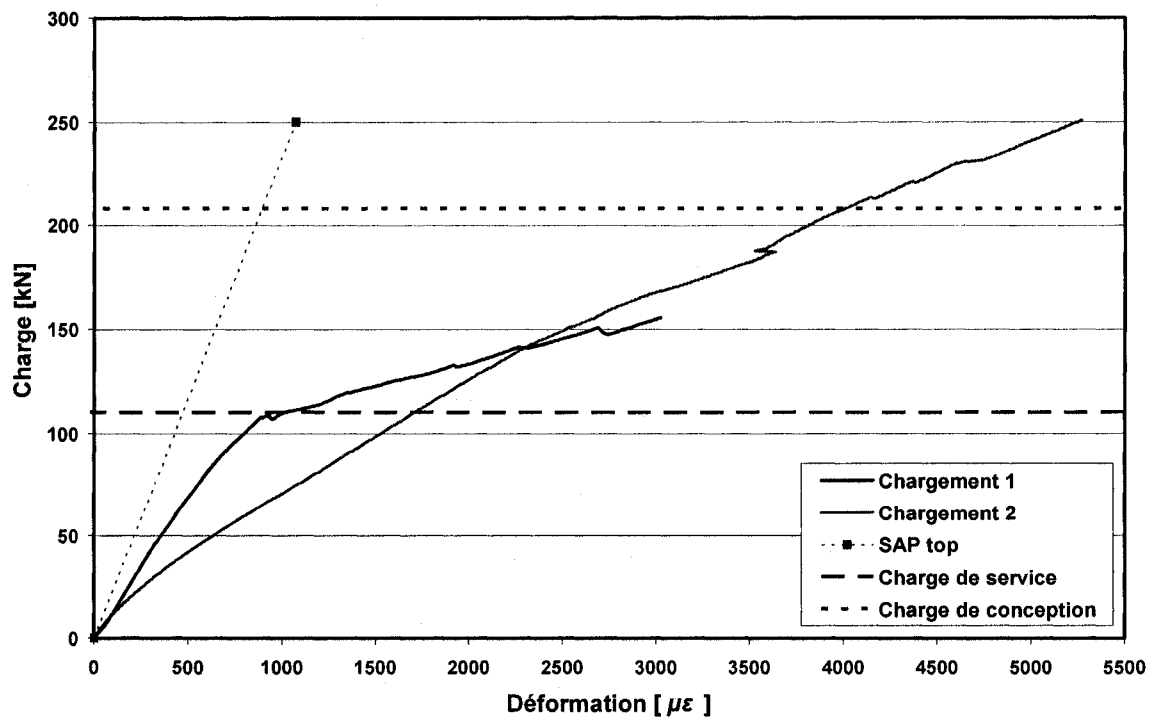
PROTOTYPE 2 - JAUGE 8



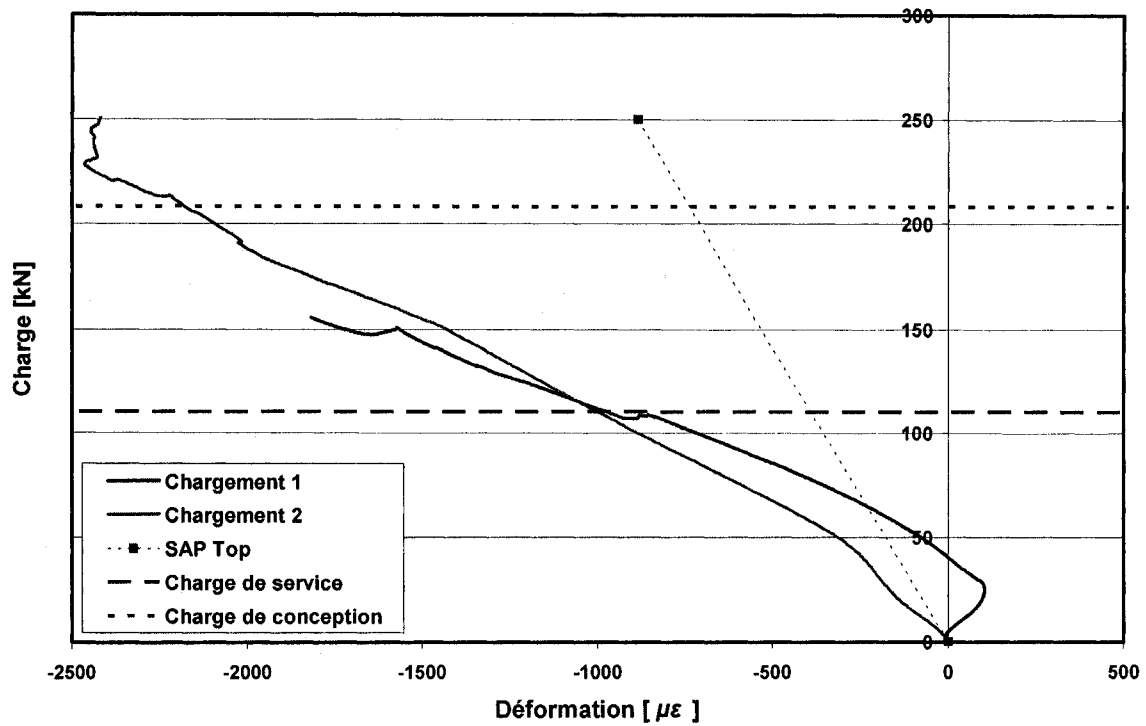
PROTOTYPE 2 - JAUGE 9



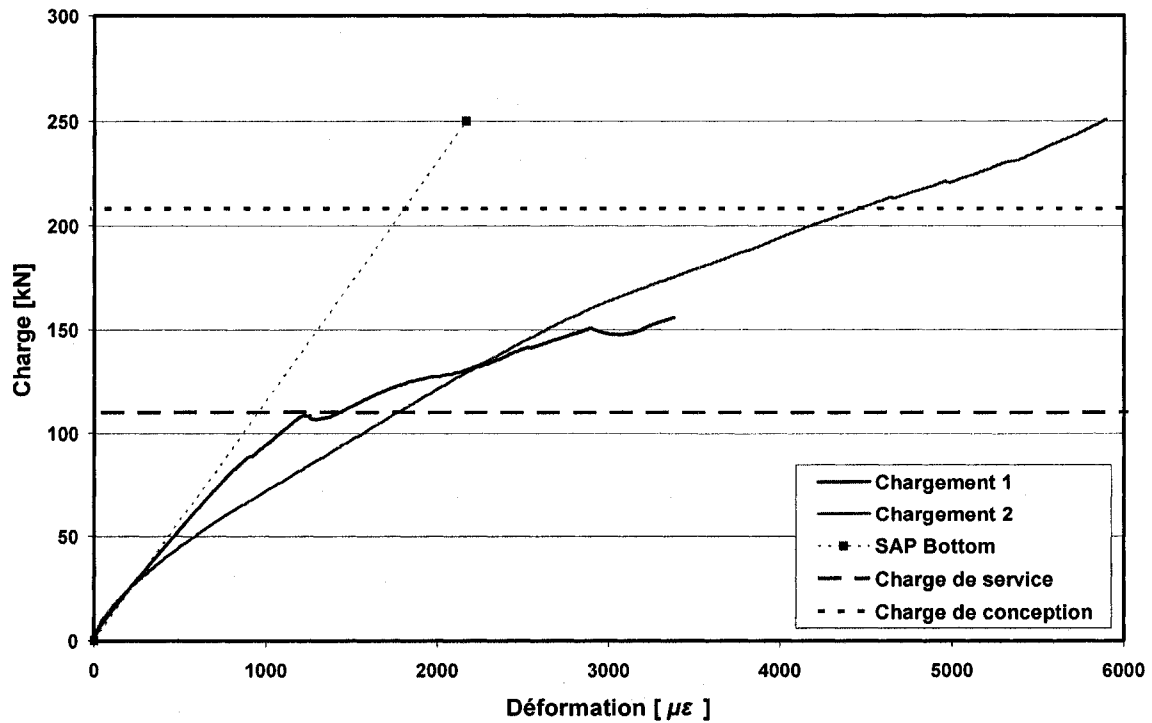
PROTOTYPE 2 - JAUGE 10



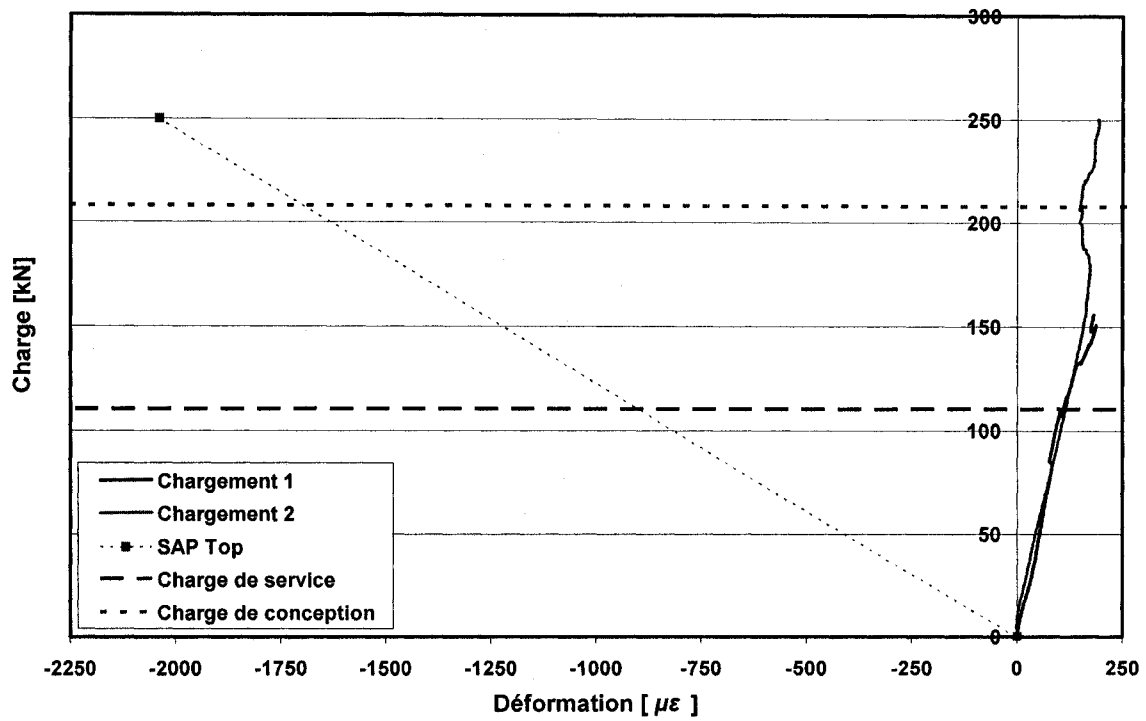
PROTOTYPE 2 - JAUGE 11



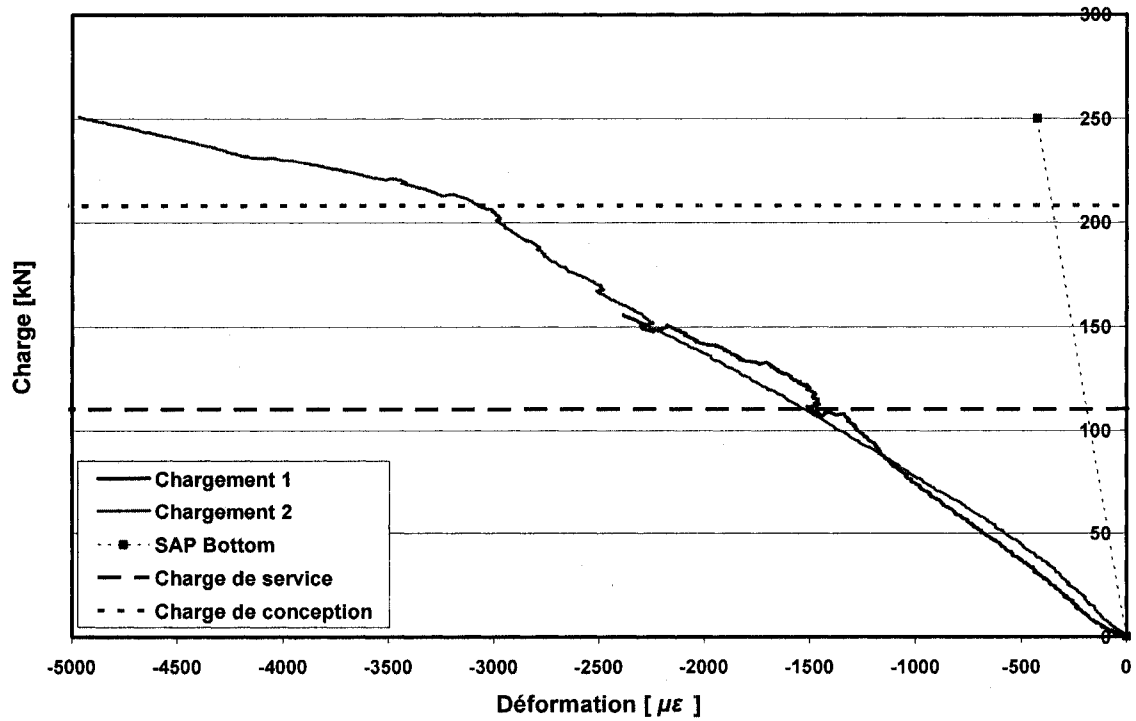
PROTOTYPE 2 - JAUGE 12



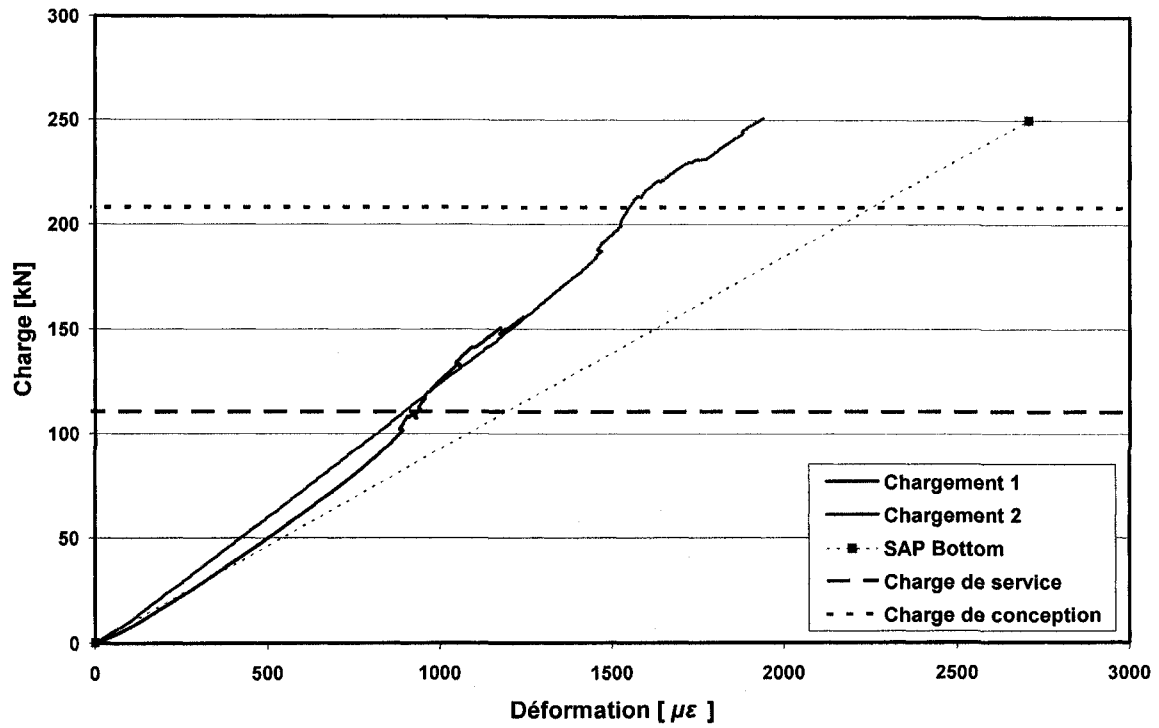
PROTOTYPE 2 - JAUGE 13



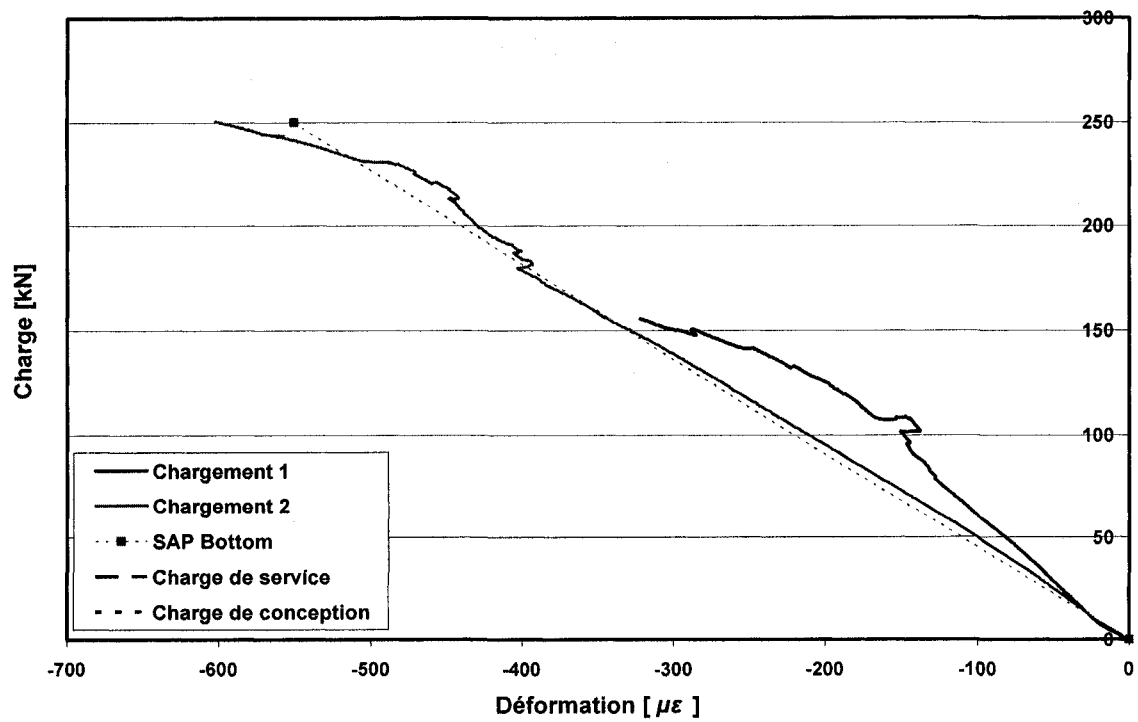
PROTOTYPE 2 - JAUGE 14



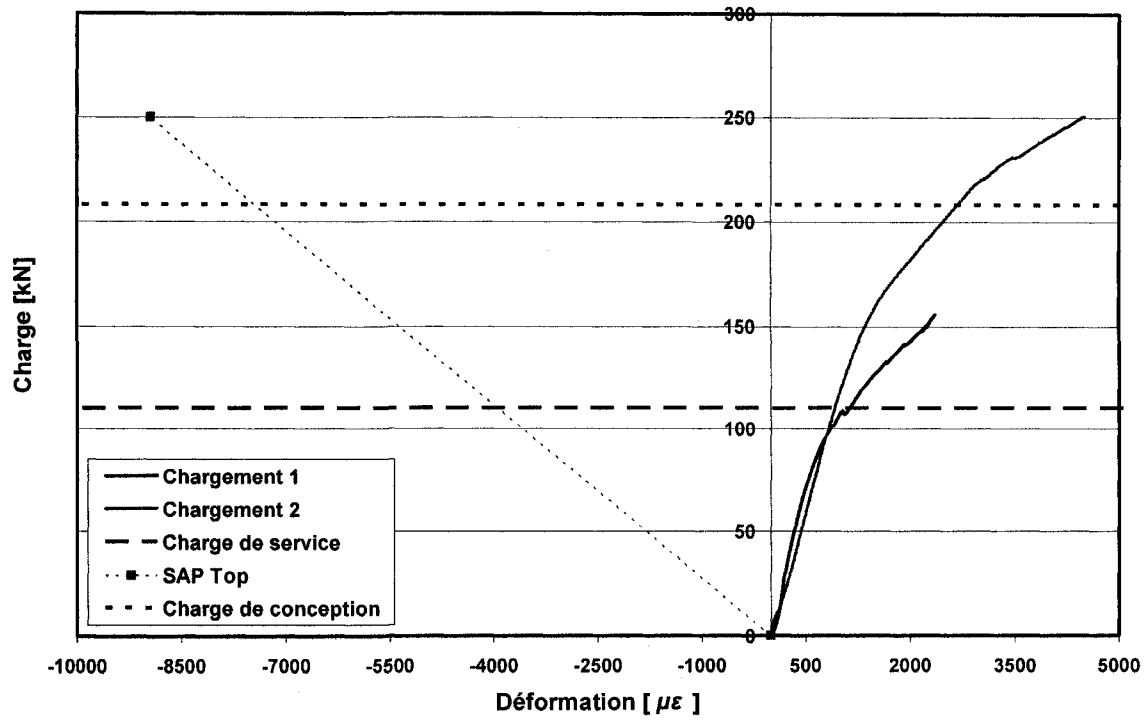
PROTOTYPE 2 - JAUGE 15



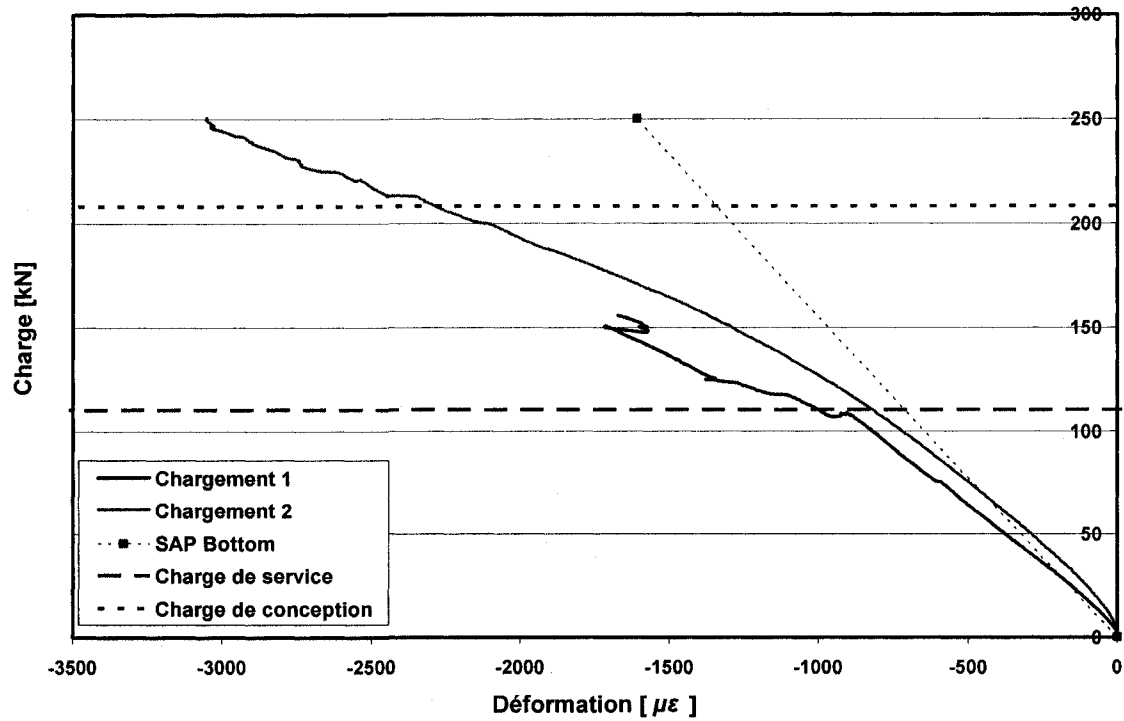
PROTOTYPE 2 - JAUGE 16



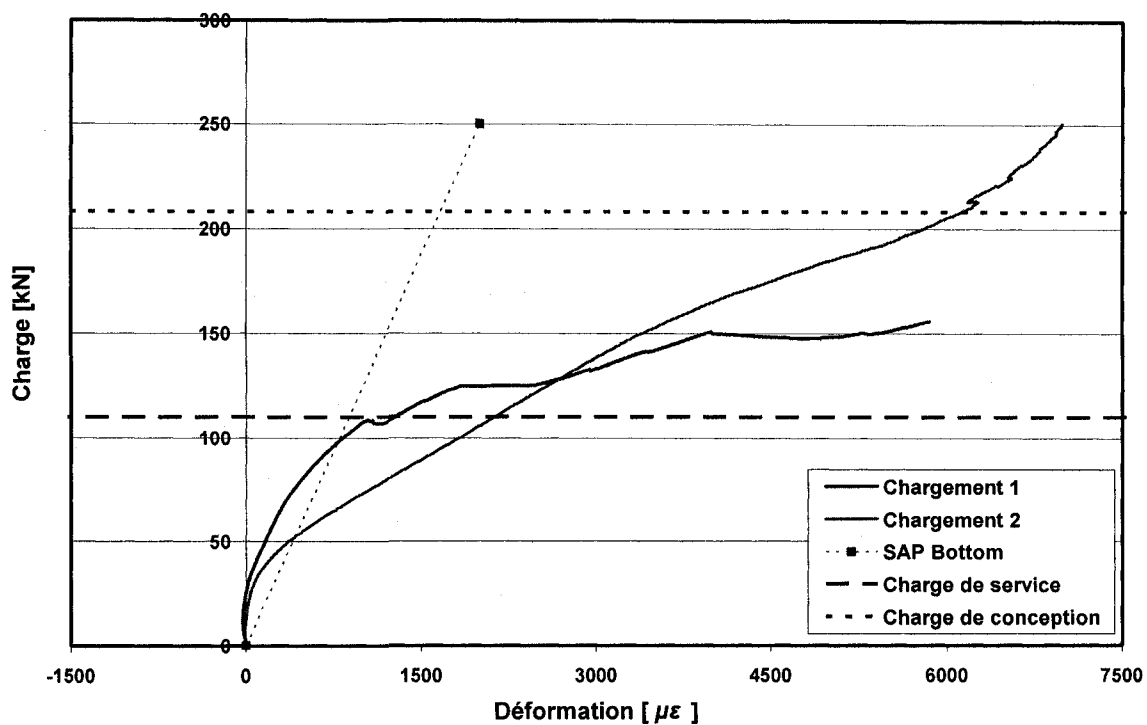
PROTOTYPE 2 - JAUGE 17



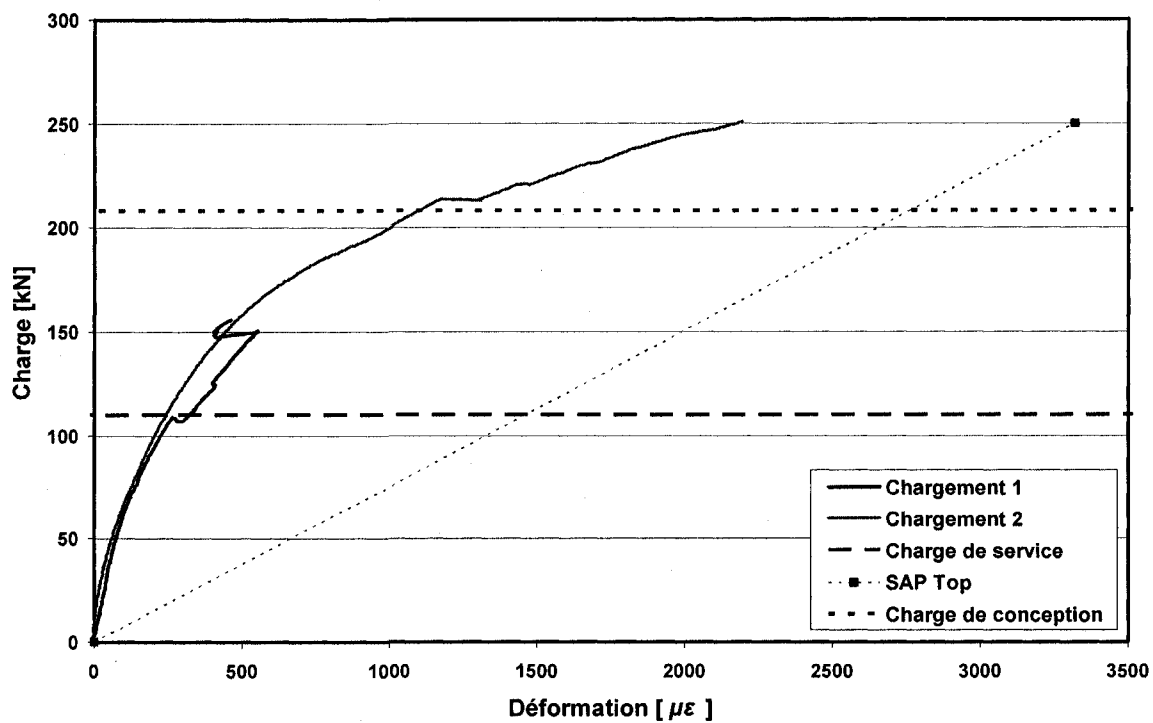
PROTOTYPE 2 - JAUGE 18



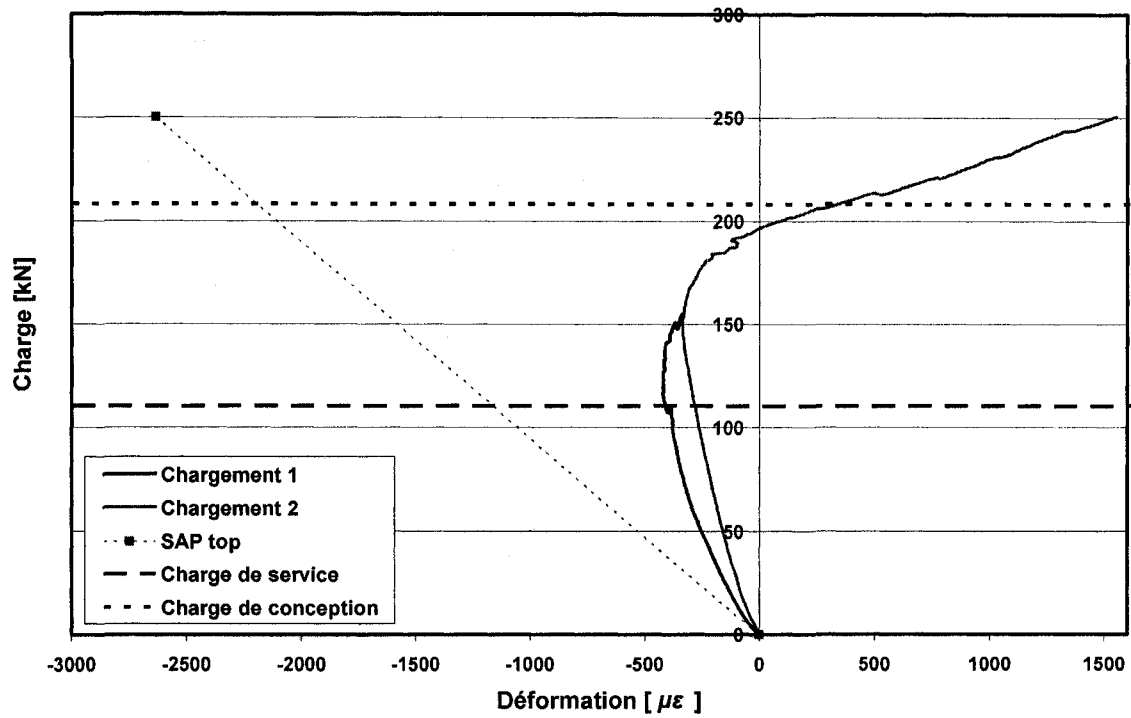
PROTOTYPE 2 - JAUGE 19



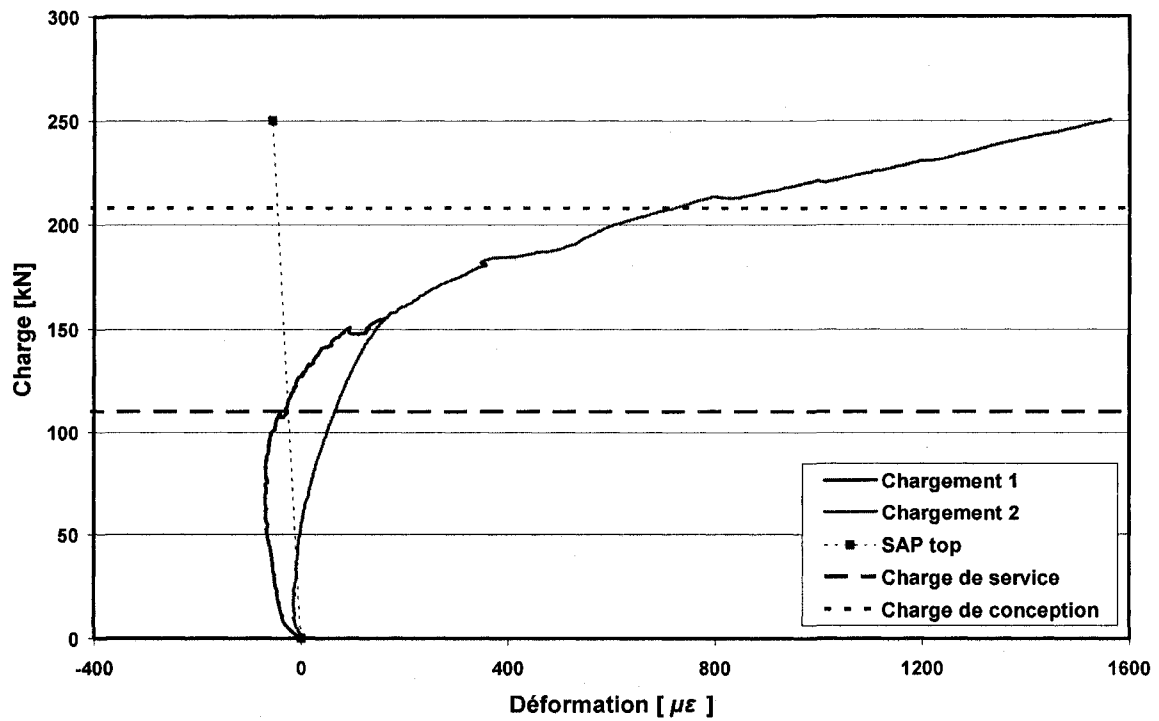
PROTOTYPE 2 - JAUGE 20



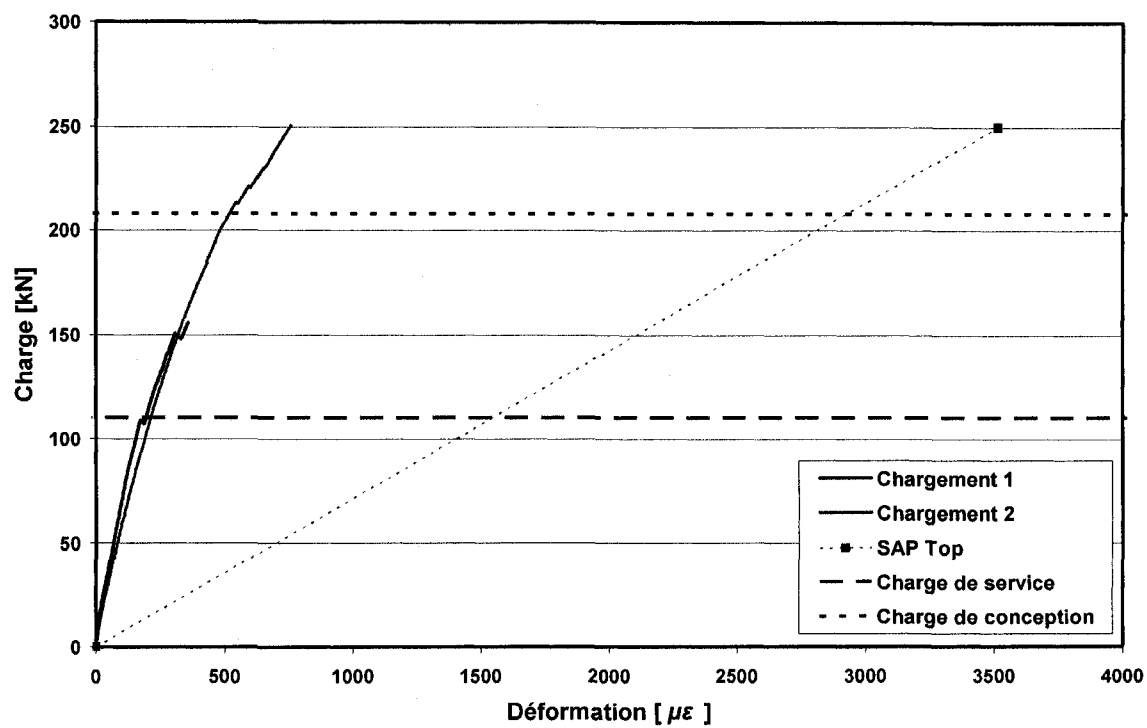
PROTOTYPE 2 - JAUGE 21



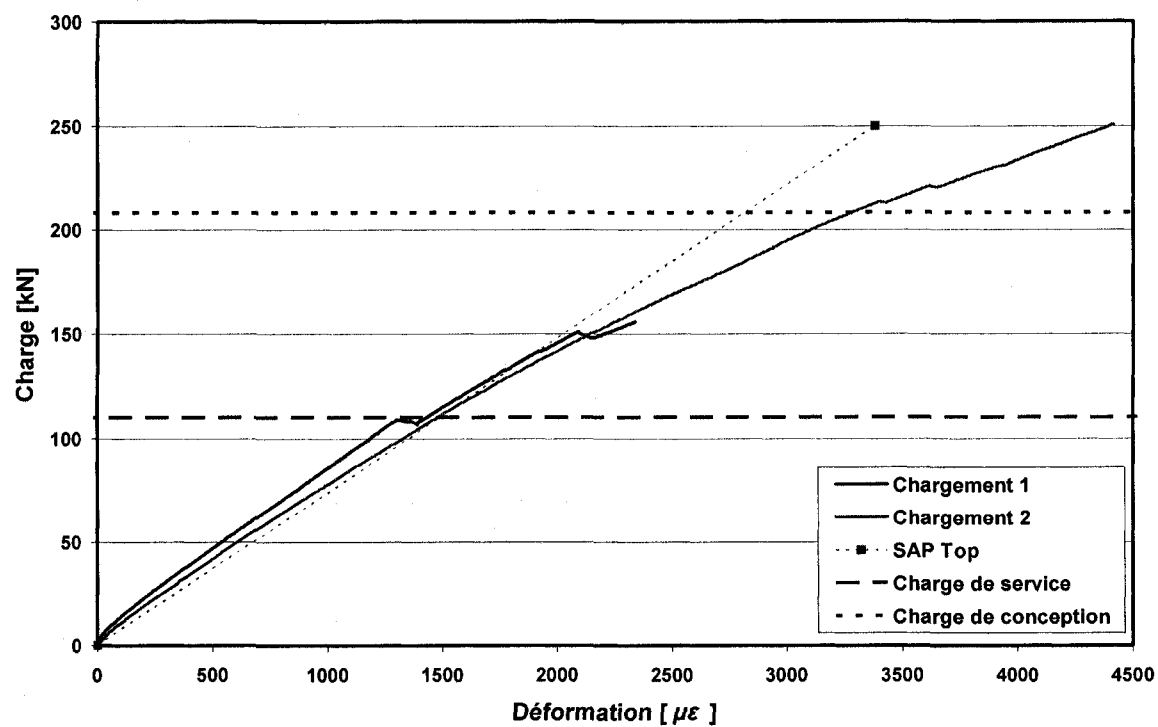
PROTOTYPE 2 - JAUGE 22



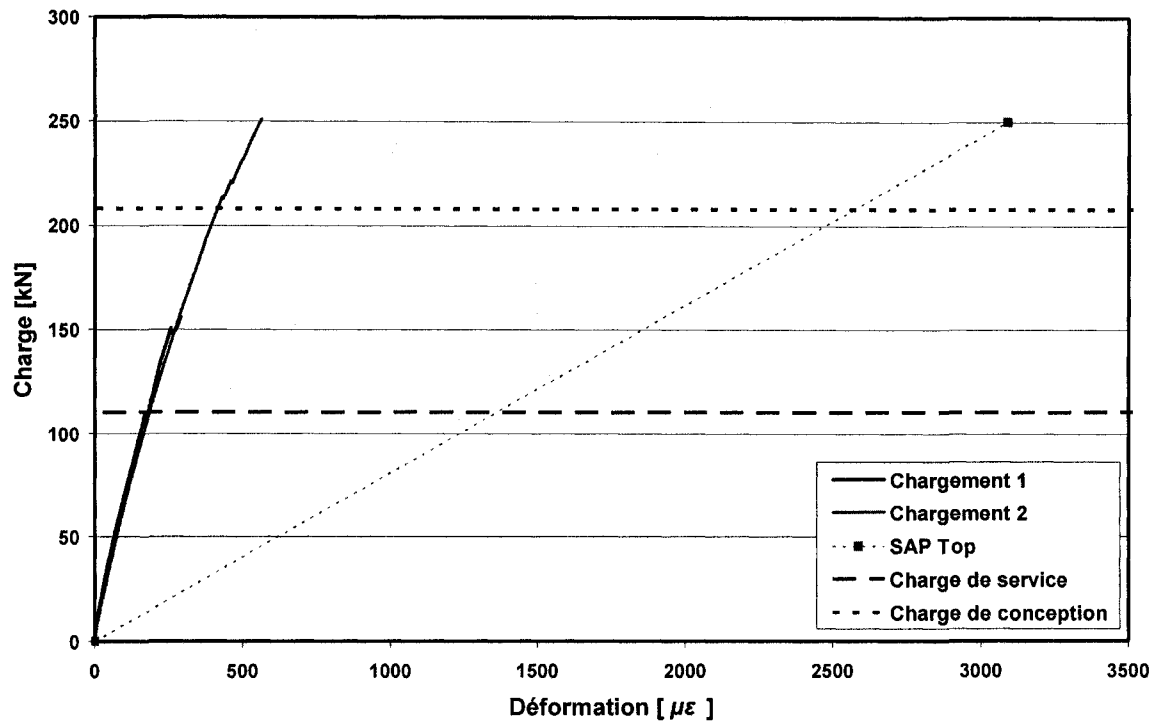
PROTOTYPE 2 - JAUGE 23



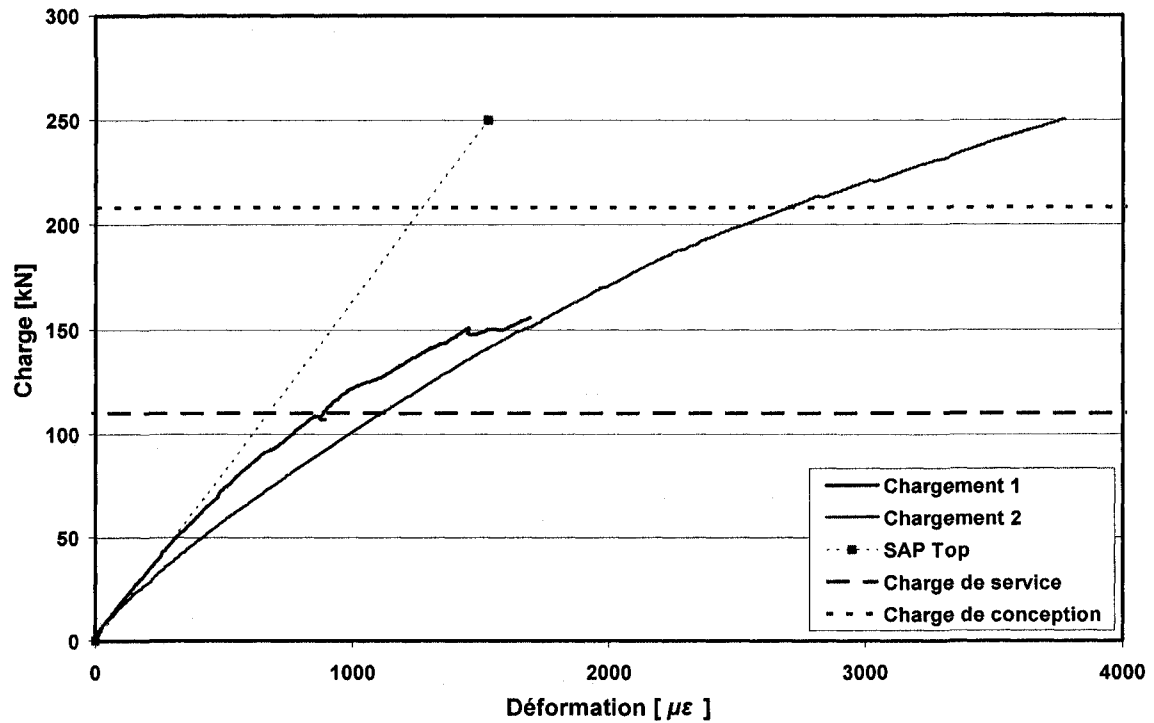
PROTOTYPE 2 - JAUGE 24



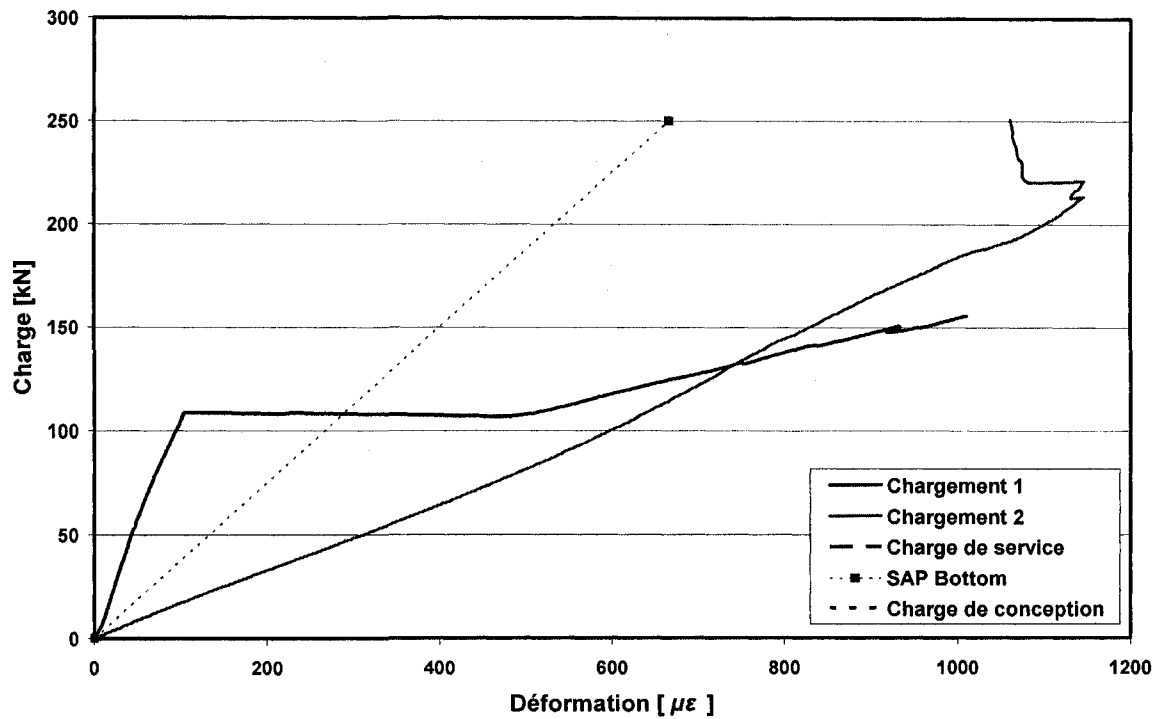
PROTOTYPE 2 - JAUGE 26



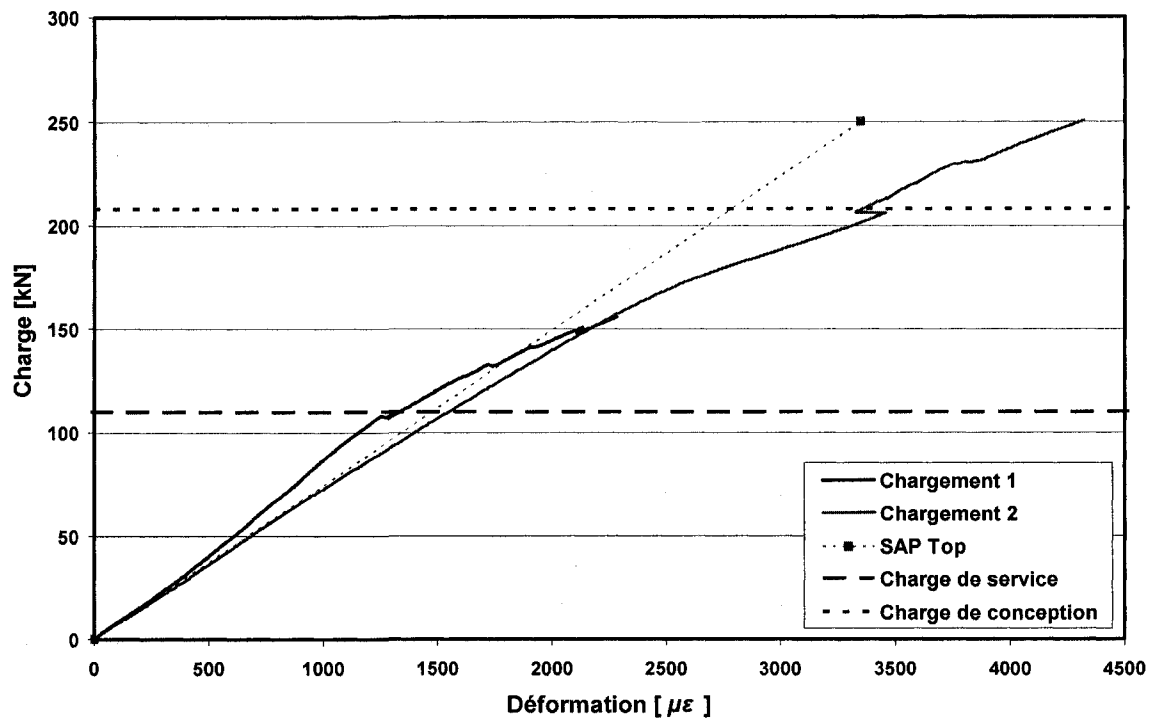
PROTOTYPE 2 - JAUGE 27



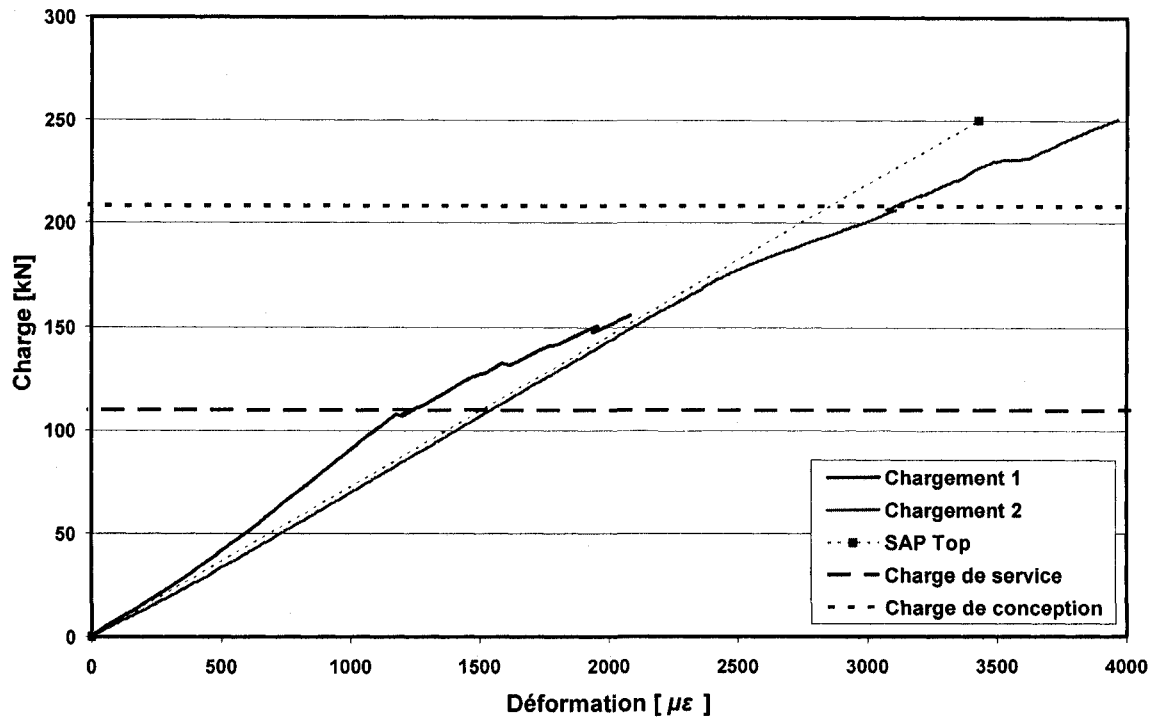
PROTOTYPE 2 - JAUGE 29



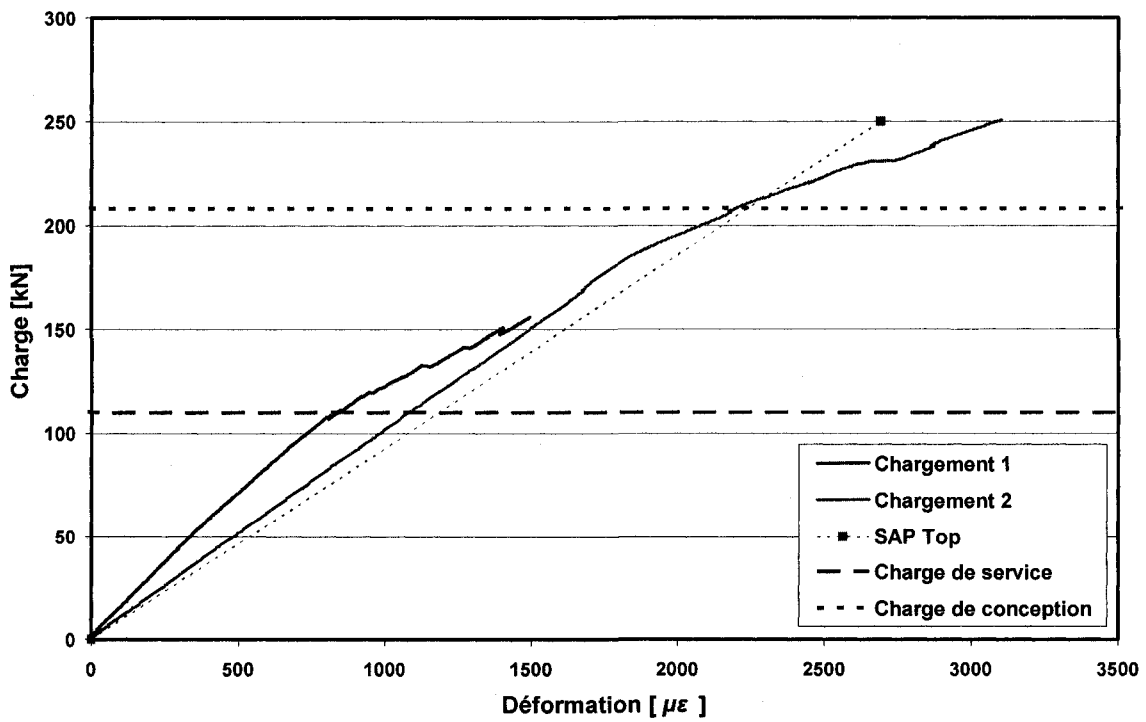
PROTOTYPE 2 - JAUGE 31



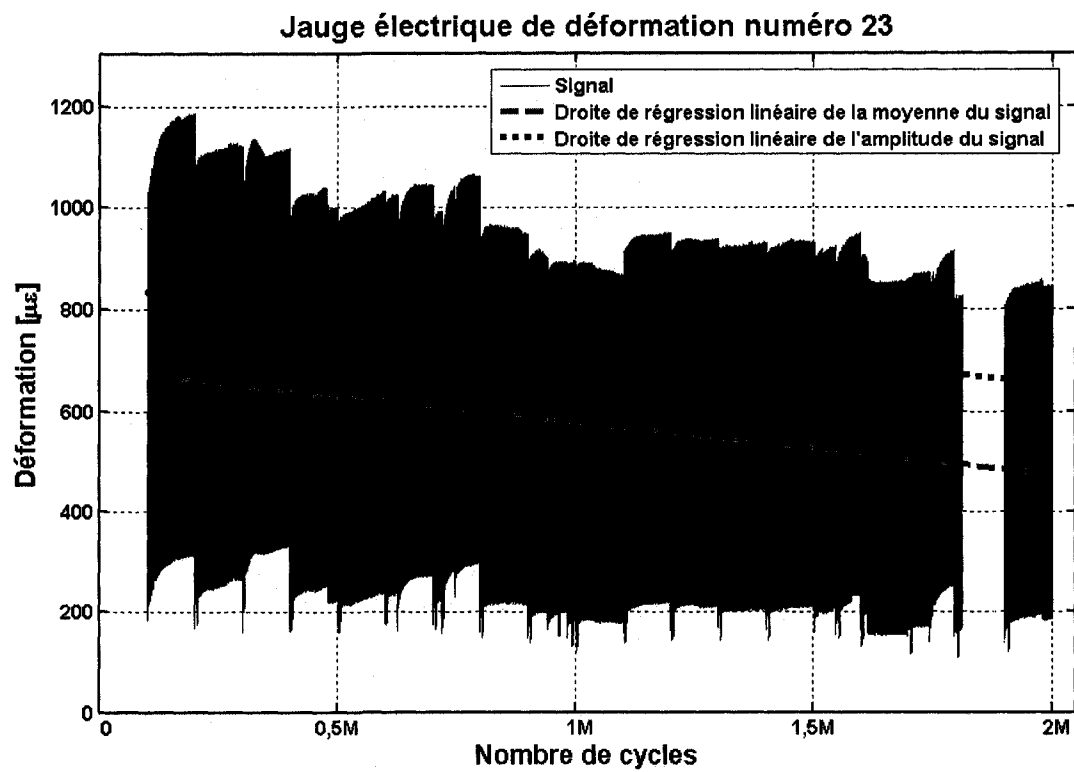
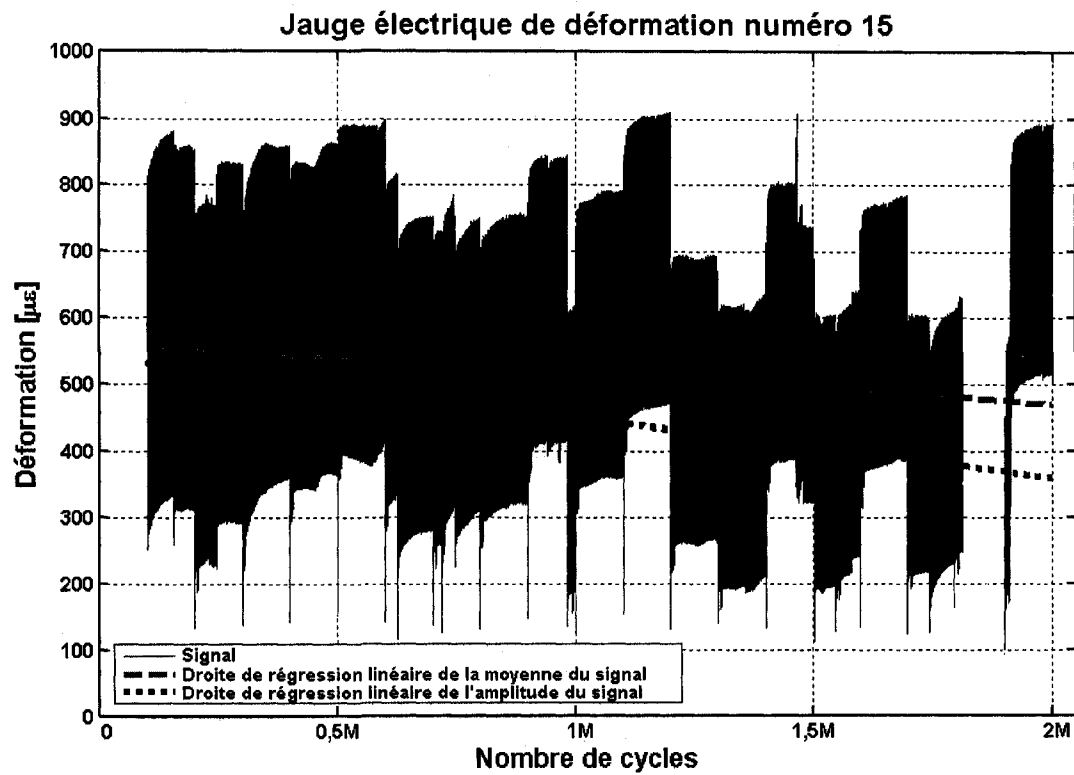
PROTOTYPE 2 - JAUGE 32



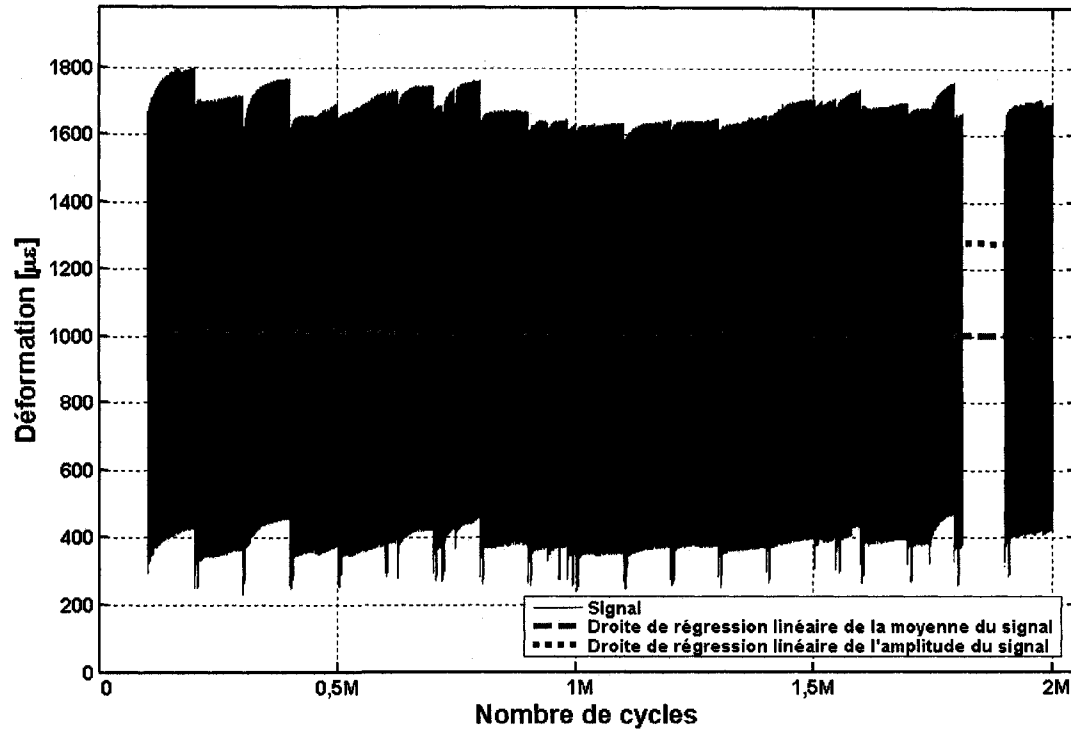
PROTOTYPE 2 - JAUGE 33



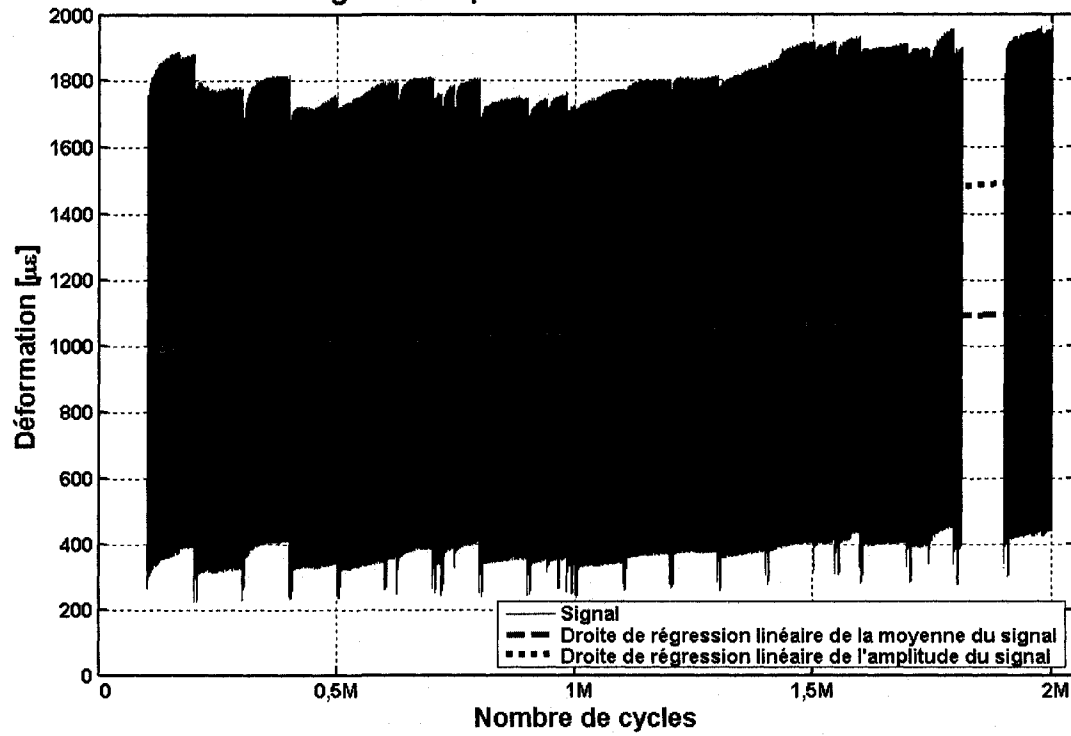
C.2.4 Déformation durant l'essai de fatigue



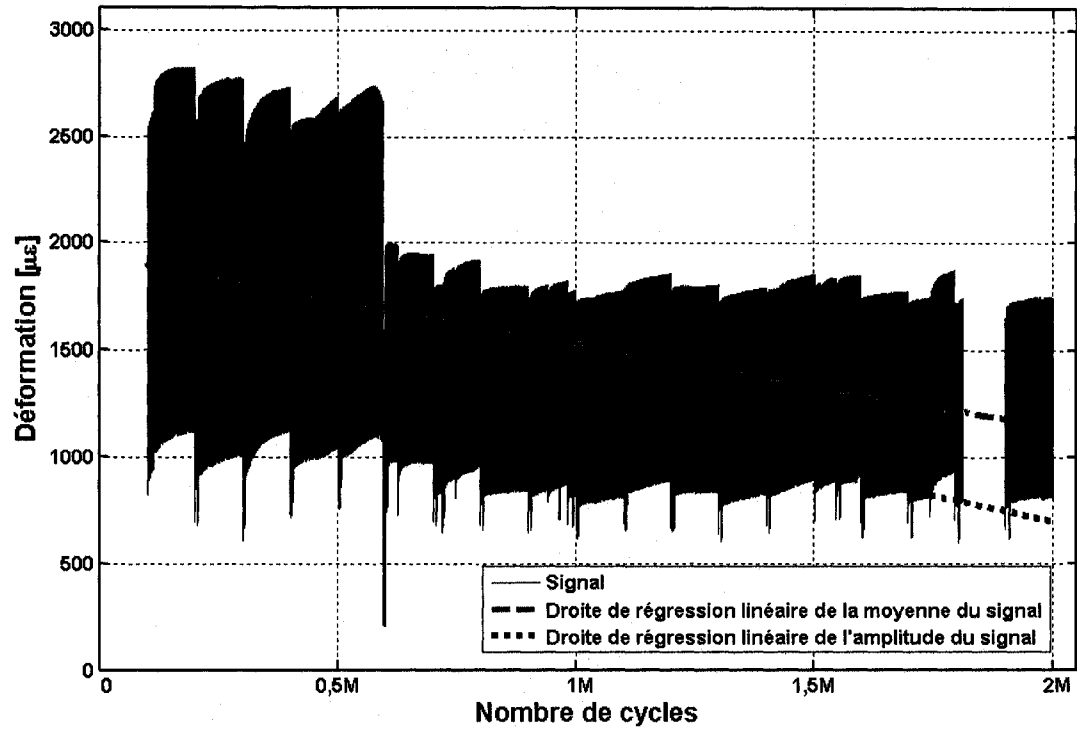
Jauge électrique de déformation numéro 24



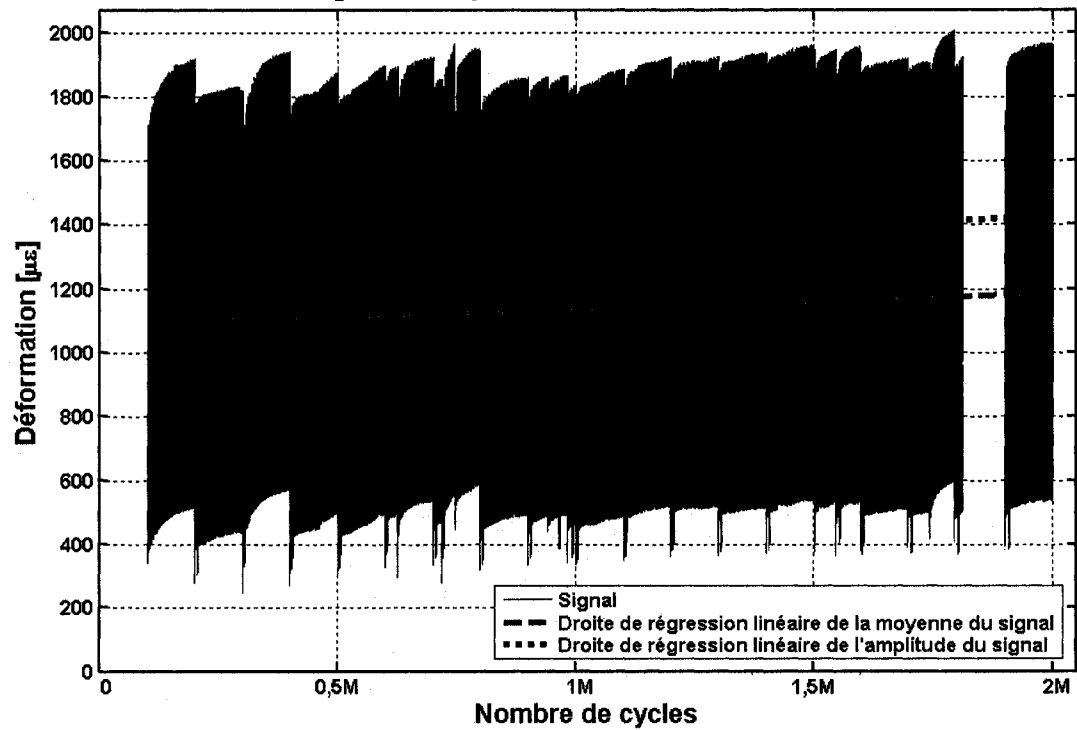
Jauge électrique de déformation numéro 26



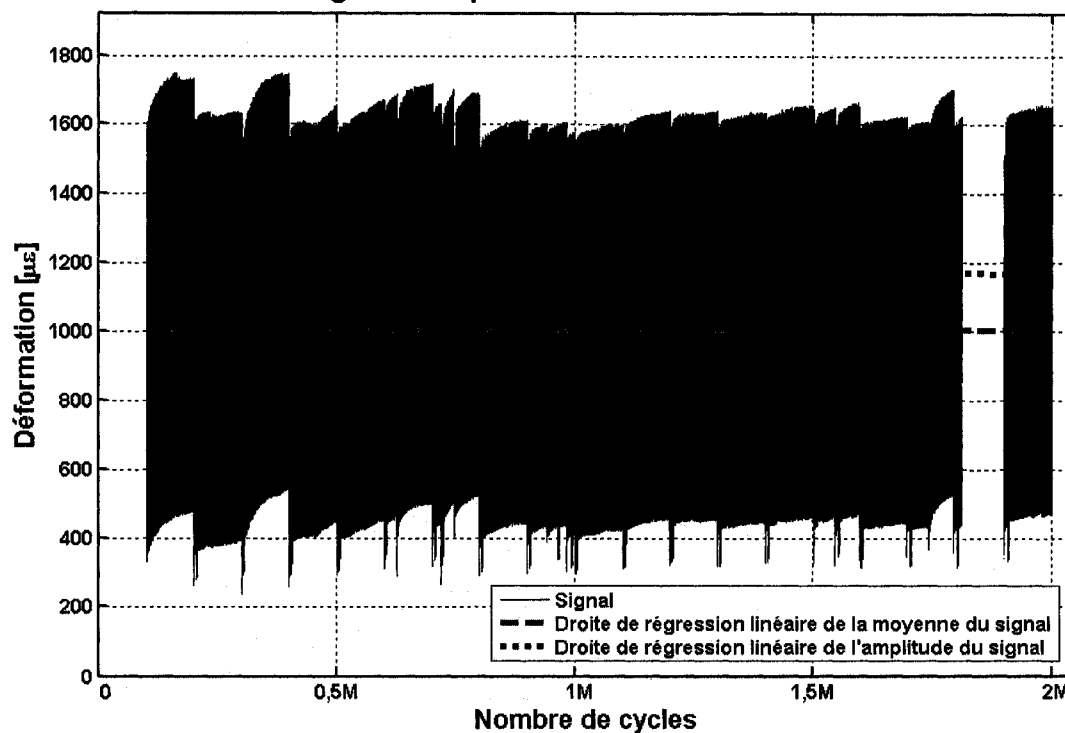
Jauge électrique de déformation numéro 29



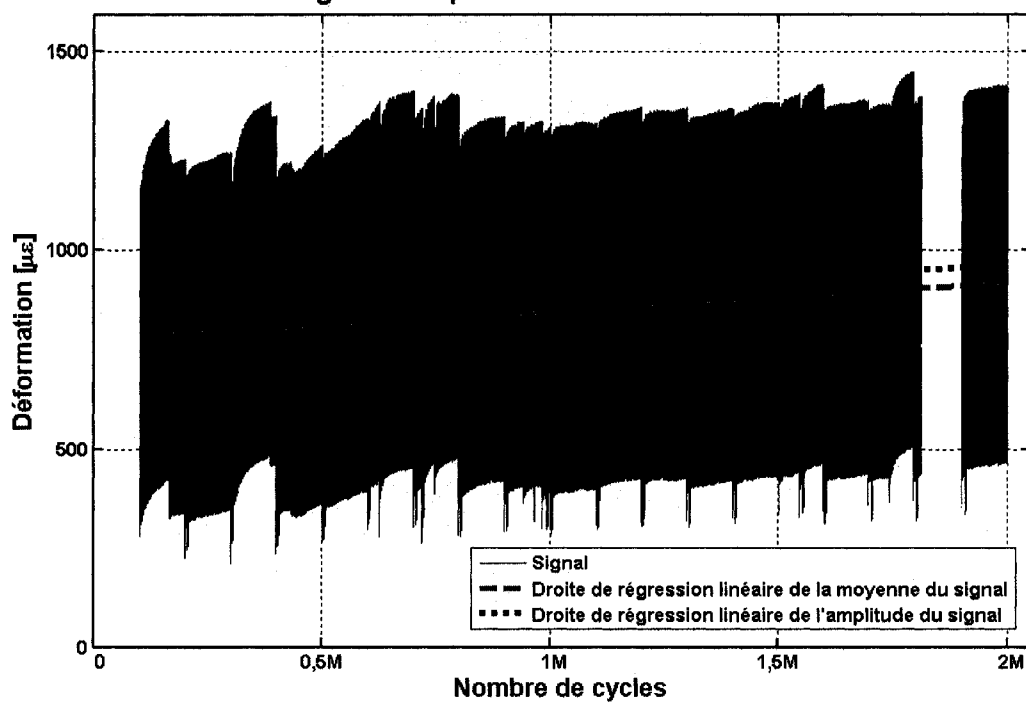
Jauge électrique de déformation numéro 31



Jauge électrique de déformation numéro 32



Jauge électrique de déformation numéro 33



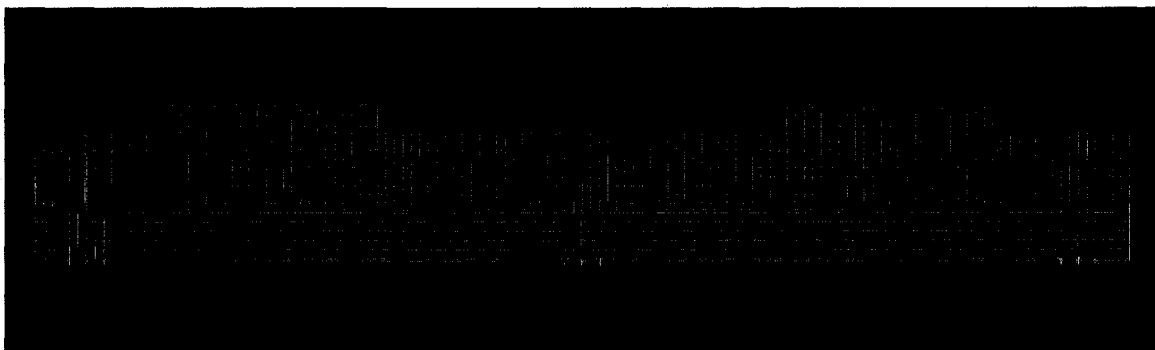
ANNEXE D

MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS

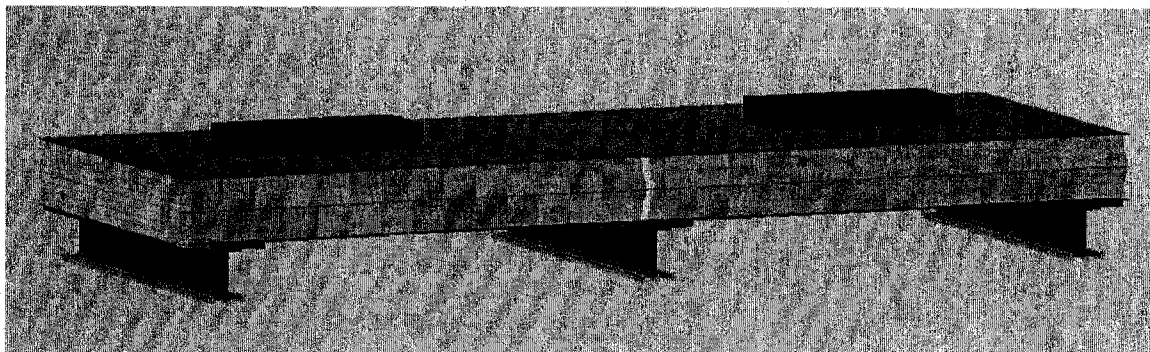
D.1 Prototype 1



Géométrie des éléments de PRF-coque et de mousse-solide de la section du prototype 1 (les panneaux ondulés sont en jaune pour aider à les distinguer)



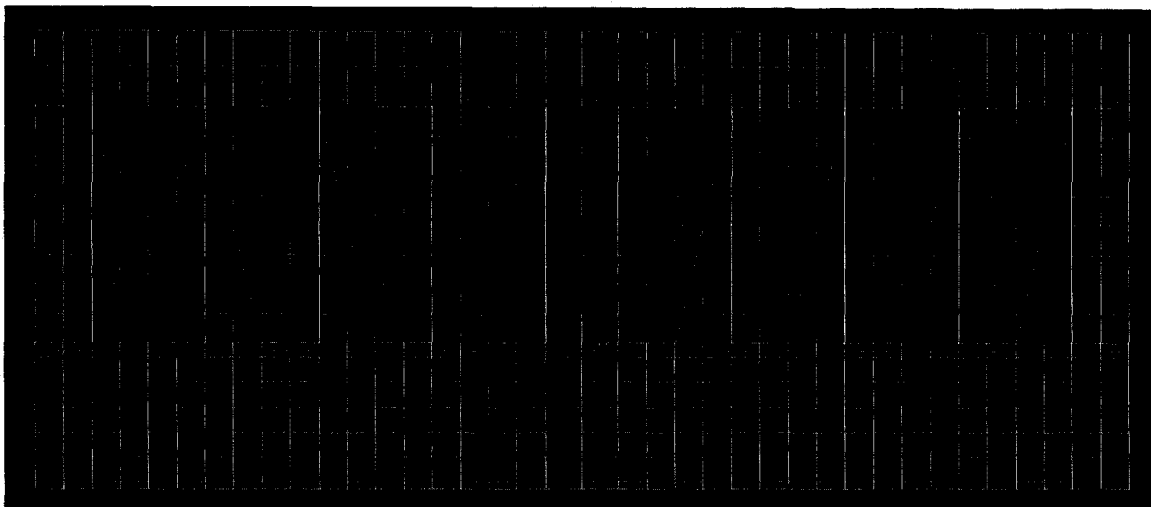
Vue de profil de la géométrie des éléments du modèle de prototype 1



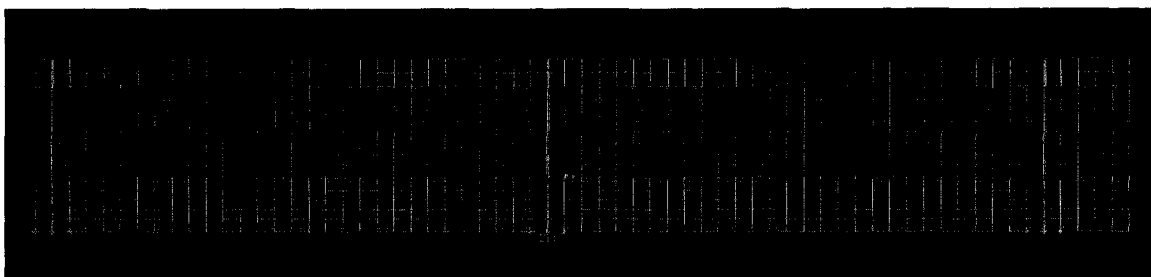
Aperçu général du modèle d'éléments finis du prototype 1

Paramètres des éléments du modèle de prototype 1	
Laminés de PRF – Polypropylène renforcé de verre	
Élément coque mince linéaire, matériau orthotropique	
Module d'élasticité	$E_1=10 \text{ GPa}$
	$E_2=9,275 \text{ GPa}$
	$E_3=2,33 \text{ GPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu_{12}=0,1$
	$\nu_{13}=0,1$
	$\nu_{23}=0,1$
Module en cisaillement	$G_{12}=1,247 \text{ GPa}$
	$G_{13}=1,299 \text{ GPa}$
	$G_{23}=1,204 \text{ GPa}$
Mousse polyuréthane	
Élément solide linéaire, matériau isotrope	
Module d'élasticité	$E=1 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu=0,3$
Contre-plaqué de bois	
Élément solide linéaire, matériau isotrope	
Module d'élasticité	$E=490 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu=0,3$
Plaque d'acier	
Élément solide linéaire, matériau isotrope	
Module d'élasticité	$E=199,9 \text{ GPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu=0,3$

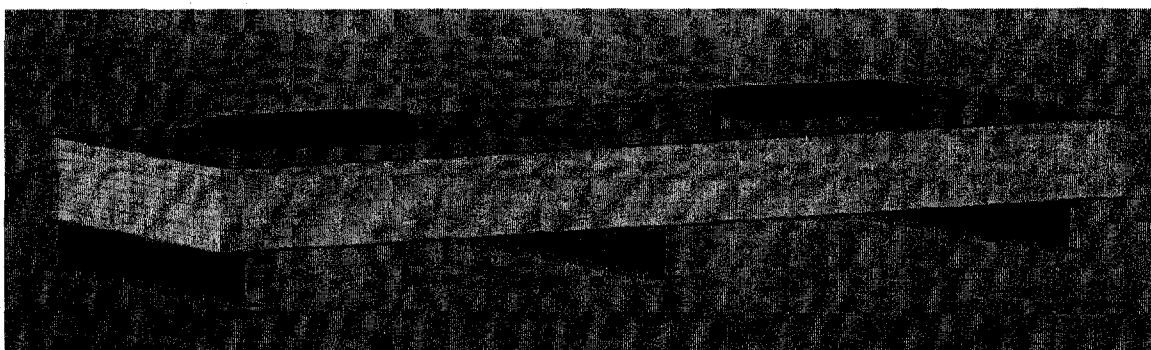
D.2 Prototype 2



Géométrie des éléments de PRF-coque et de mousse-solide de la section du prototype 2 (les éléments en «C» sont en jaune pour aider à les distinguer)



Vue de profil de la géométrie des éléments du modèle de prototype 2



Aperçu général du modèle d'éléments finis du prototype 2

Paramètres des éléments du modèle de prototype 2	
Laminés de PRF – Polypropylène renforcé de verre	
Élément coque mince linéaire, matériau orthotropique	
Module d'élasticité	$E_1=10 \text{ GPa}$
	$E_2=9,275 \text{ GPa}$
	$E_3=2,33 \text{ GPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu_{12}=0,1$
	$\nu_{13}=0,1$
	$\nu_{23}=0,1$
Module en cisaillement	$G_{12}=1,247 \text{ GPa}$
	$G_{13}=1,299 \text{ GPa}$
	$G_{23}=1,204 \text{ GPa}$
Mousse polyuréthane	
Élément solide linéaire, matériau isotrope	
Module d'élasticité	$E=1 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu=0,3$
Caoutchouc	
Élément solide linéaire, matériau isotrope	
Module d'élasticité	$E=100 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu=0,3$
Plaque d'acier	
Élément solide linéaire, matériau isotrope	
Module d'élasticité	$E=199,9 \text{ GPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu=0,3$